

30-0358/001

Scharf-weid-Prüfung

Laborbrandversuche Fahrnau

Teil des FE-Vorhabens

"Brandschutz in Verkehrstunnelanlagen "

S c h l u ß b e r i c h t

vorgelegt von
Karl Kordina

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-38106 Braunschweig

Förderung durch das Bundesministerium für Forschung und Technologie,
Förderungs-Nr. RGB 8817/9 P 145/06/85.

Dezember 1994

Postsendungen:
38106 Braunschweig, Beethovenstraße 52

Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher:
(05 31) 3 91 54 11
Kommt keine Verbindung zustande
bitte 3 91 54 31 wählen

Telefax: (05 31) 3 91 45 73

V o r w o r t

Der vorliegende Bericht ist Teil des FE-Vorhabens "Brandschutz in Verkehrstunnelanlagen" und wurde dankenswerterweise durch das Bundesministerium für Forschung und Technologie gefördert (RGB 8817/9 P 145/06/85). Als Kurztitel diente die Bezeichnung

"Laborbrandversuche Fahrnu".

In diesem Teilvorhaben wird das Verhalten verschiedener Tunnel-Auskleidungssysteme unter Brandeinwirkung experimentell untersucht, wobei u.a. Bruchvorgänge, Zwangsspannungen, Temperaturen, Verformungen und Abplatzungen erfaßt wurden. Die Versuche erfolgten in den Jahren 1991 bis 1993.

Die Durchführung und Auswertung dieser aufwendigen Versuchsarbeiten gelang nur mit Hilfe der sachkundigen Unterstützung durch eine Reihe von Mitarbeitern des Instituts und der Materialprüfanstalt; vor allem bin ich Frau Dr.-Ing. Kerstin Görhs für ihre tatkräftige Organisationshilfe und fachliche Mitarbeit dankbar.

Mein Dank gebührt ferner jenen Firmen, die durch kostenlose Bereitstellung von Versuchsmaterial wesentlich zum Gelingen des Vorhabens beigetragen haben; es sind dies:

Fa. BEKAERT, Belgien (Dramix-Stahlfasern)

Bauunternehmung Wayss u. Freitag AG, Frankfurt/Main (Stahlbeton-Tübbinge)

Dillinger Hüttenwerke-AG (Stahl-tübbinge)

Karl Kordina
Dezember 1994

LABORBRANDVERSUCHE FAHRNAU

Brandversuche an Tunnel-Auskleidungssystemen

0.1 Überblick

Tunnelauskleidungen werden in sehr unterschiedlicher Ausführung angetroffen, wobei als maßgebende Einflußgrößen für die Wahl eines bestimmten Systems einerseits die geologische Natur des Gebirges und andererseits die vom Entwicklungsstand der Tunnelbauverfahren und dem vorhandenen Gerät abhängigen Ausführungsmöglichkeiten gelten. In der Frühzeit des Tunnelbaus hat man Tunnel in dicht gelagertem Fels überhaupt nicht ausgekleidet, während im instabilen Gebirge eine Natursteinauskleidung ausgeführt wurde - Lösungen, die auch heute noch vielfach anzutreffen sind. Das Brandverhalten dieser beiden Ausführungsmöglichkeiten hängt naturgemäß entscheidend vom mineralogischen Charakter des anstehenden Gebirges bzw. der Natursteinauskleidung ab.

In neuerer Zeit wird fast ausschließlich Beton als Ausbaustoff in unterschiedlichen Verwendungsformen eingesetzt: Je nach den Gegebenheiten sind Ausführungen in unbewehrtem Beton oder Stahlbeton anzutreffen, wobei der Einbau des Betons in der Regel durch Pumpen oder im Spritzverfahren erfolgt. In neuerer Zeit wurde mit Stahlfaserzusätzen gearbeitet, einerseits um Bewehrung zu sparen und dadurch den Einbau des Frischbetons zu erleichtern, andererseits um eine höhere Zugfestigkeit, Zähigkeit und Verminderung der Abplatzungsgefahr im Brandfalle zu erzielen.

Unter bestimmten Voraussetzungen werden Stahlbeton-Tübbinge als Auskleidungssystem gewählt; die noch bis vor kurzem häufig verwendeten Tübbinge aus Gußeisen werden gegenwärtig aus Kostengründen nicht mehr eingesetzt. Im Hinblick auf das Brandverhalten ist bei diesen Lösungen in erster Linie der Erhalt der Dichtigkeit zu prüfen, da als Fugendichtstoff in der Regel brennbare Kunststoffe - bei Gußtübbingens Bleiverstimmungen - Verwendung finden. Für die Wahl geeigneter Ausführungsformen ist naturgemäß das Abklingen der Heißgas-Temperaturen in Abhängigkeit von Fugenbreite und Fugentiefe von Bedeutung; auch

Möglichkeiten einer Wiederherstellung zerstörter Fugenabdichtungen wären anzusprechen.

Schließlich können Tunnelauskleidungen in weichen Böden in Form von "Wellblechröhren" ausgeführt werden, wobei das Stahlblech je nach Tunnelabmessung mit einer Dicke von etwa 20 mm gewählt wird. Für die Standsicherheit der Röhre ist die Höhe und Gleichmäßigkeit des Bodendruckes von Bedeutung. Die Prüfung des Brandverhaltens zielt daher darauf ab, ob durch örtliches Fließen des Stahlbleches eine Einbeulung auftreten kann, die durch Nachdrängen des Bodens zum Kollaps eines Tunnelabschnittes führen könnte.

Tunnelanlagen führen im Regelfalle durch wasserführenden Fels oder liegen im Grundwasser und müssen daher dauerhaft hohe Anforderungen an die Dichtigkeit erfüllen. Auskleidungssysteme sind zumindest partiell als durchfeuchtet anzunehmen; selbst dort, wo gegen außen anstehendes Wasser zuverlässig abgedichtet werden konnte, führen die Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnisse im Tunnelinneren zu erheblichen Kondenswasser-Niederschlägen an der inneren Oberfläche der Tunnelröhre, die zwar abfließen oder abtropfen, dennoch aber i.d.R. zu einer dauernden Durchfeuchtung des Betons führen. Zur Vermeidung von Nutzungsbeeinträchtigungen durch abtropfendes Wasser werden in Straßentunneln daher gelegentlich zusätzlich leichte Innenschalen angeordnet. Die Konstruktionsbaustoffe - insbesondere der Beton - sind somit als "dauernd feucht" anzusprechen. Das Brandverhalten eines Auskleidungssystems muß also im Zustand vergleichsweise hoher Eigenfeuchte studiert werden, um wirklichkeitsnahe Ergebnisse - insbesondere hinsichtlich des Auftretens von Abplatzungen - zu erhalten.

Brandversuche sollten außerdem Hinweise geben auf die Gefährdung von Dichtungsbahnen zwischen Auskleidung und Gebirge durch zu hohe Temperaturbeanspruchung.

In den tragenden Auskleidungssystemen treten in Abhängigkeit von der Struktur des anstehenden Gebirges oder Bodens Schnittgrößen auf mit nennenswerten Biegemomenten und Druckkräften, die in die Bemessung dieser Systeme eingeführt werden. Im Brandfalle versuchen sich diese Auskleidungssysteme auszudehnen, werden hierdurch aber in der Regel durch die anstehenden Fels- oder Bodenformationen je nach deren Nachgiebigkeit behindert. Es treten Zwängungs-Schnittgrößen auf, deren Kenntnis für eine Bewertung der Standsicherheit im Brandfalle von Bedeutung ist.

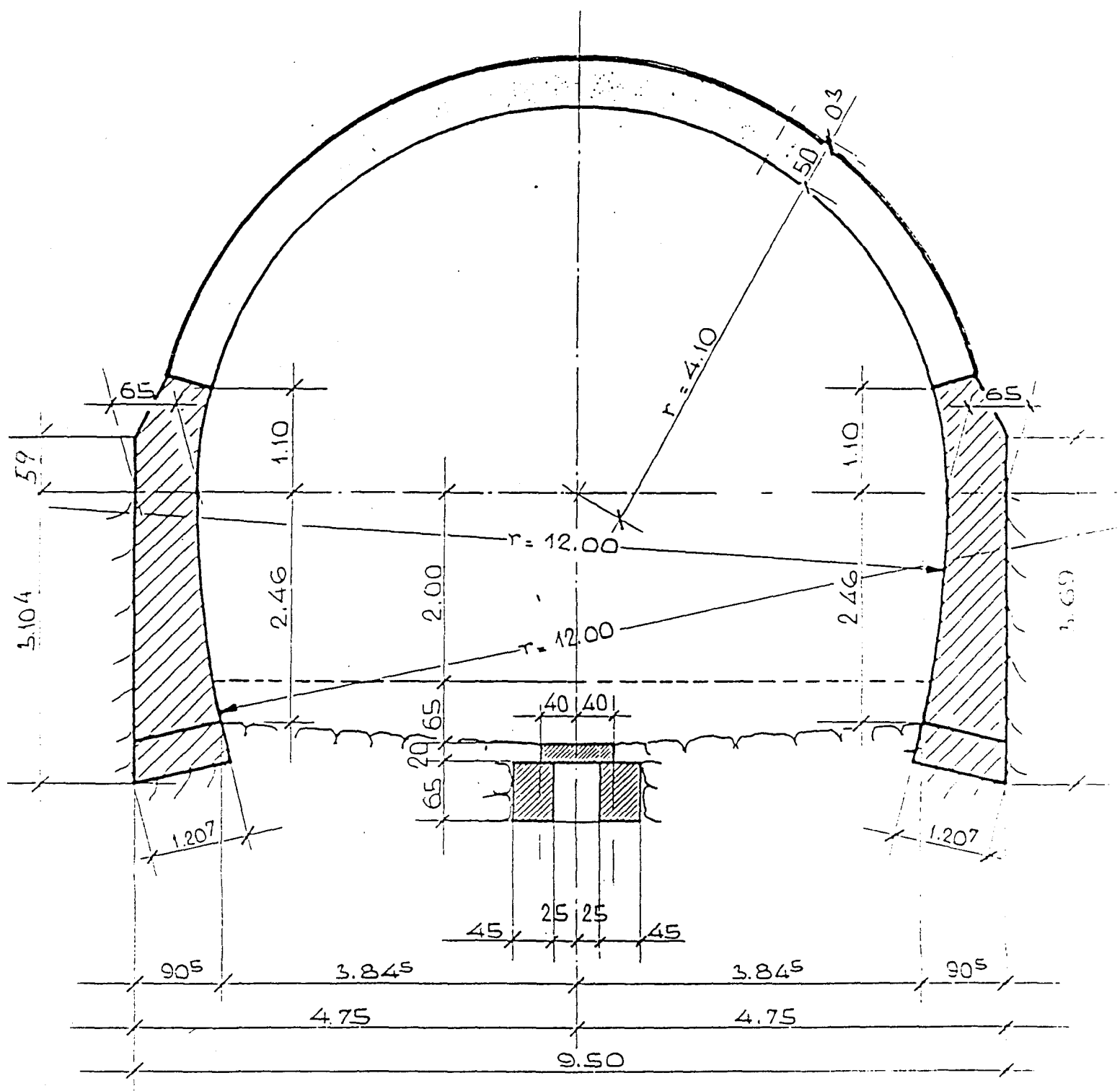
0.2 Zielsetzung des Forschungsvorhabens "Fahrnau"

Das Brandverhalten von Auskleidungssystemen sollte naturgemäß an Versuchskörpern unter baupraktischen Randbedingungen geprüft werden. Nach langer Suche wurde ein etwa 4,0 km langer, nicht mehr befahrener Eisenbahntunnel bei Fahrnau - im Raume Lörrach - gefunden (Bild 0.1), der u.a. für die Durchführung von acht Brandversuchen an unterschiedlichen Auskleidungssystemen in wirklichkeitsnaher Größe und Ausführung dienen sollte. Als Brandlast wurden hierfür Holzkrippen vorgesehen. Mit Großversuchen dieser Art kann naturgemäß nur ein Teil der anstehenden Fragen beantwortet werden, weswegen in das Forschungsprogramm "Fahrnau" auch Laborversuche aufgenommen wurden, um jene Fragen einer Lösung zuzuführen, die im Rahmen der vorerwähnten Großversuche offen bleiben müssen - zumal die Verwirklichung der Großversuche in situ auf große Schwierigkeiten stieß, da als Brandlasten auch Schienen- und Straßenfahrzeuge, also "Mischbrandlasten", vorgesehen wurden..

Die Laborversuche "Fahrnau" zielen darauf ab, die Brandphänomene an Ausschnitten von Tunnelauskleidungen mit wirklichkeitsnahen Abmessungen zu studieren; als Versuchskörper wurden Gewölbe-Ausschnitte gewählt, die annähernd dem Scheitelbereich der Auskleidungssysteme entsprechen, mit einer Dicke von ≥ 24 cm, einer Stützweite (Sehnenlänge) von 476 cm, einer Scheitelhöhe der Mittelfläche über der Sehne von ≈ 80 cm - was einem Radius von etwa 400 cm entspricht - und einer Länge (in "Tunnellängsrichtung") von etwa 300 cm. Dieser Versuchskörper besitzt ein Volumen von rd. $4,0 \text{ m}^3$ und bei Ausführung in Normalbeton ein Gewicht von rd. 9,2 Mp (Bild 0.2).

Die Versuchskörper wurden einer Brandbeanspruchung unterworfen, die näherungsweise der Einheits-Temperaturzeit-Kurve (ETK nach DIN 4102) folgt; in vorgewählten Temperaturstufen, die in etwa der ETK nach 10, 20, 30, 45, 60 und 90 Minuten entsprechen, wurde die Temperatur so weit wie möglich etwa 5 Minuten lang konstant gehalten, um jene Schnittgrößen zu erfassen, die sich bei möglichst vollständiger Verformungsbehinderung einstellen.

Versuchsziele waren: Messung der Zwangsschnittgrößen bei Verformungsbehinderung, Studium eventueller Versagensmechanismen, Abplatzungen, Verhalten von Dichtungen bei Verwendung von Beton-Tübbingen, Tragverhalten von Dübeln, Temperaturverteilung im Gewölbequerschnitt, Rißbildung an der Oberseite der Gewölbe, exzessive Verformungen (Ausbeulen, antimetrisches Ausknicken).



Nr. 4

FAHRNAUER - TUNNEL
PROFIL 1889

M. 1:50

Bild 0.1: Fahrnauer Tunnelprofil 1889, Beispiel für einen zweigleisigen Eisenbahntunnel

Um zumindest die gebräuchlichsten Ausführungsformen heutiger Auskleidungssysteme zu erfassen, wurden folgende Versuche vorgesehen:

Gewölbe 1: Stahlbeton, beiders. kreuzende Bewehrung

Gewölbe 2: Unbewehrter Beton
Unterseite mit Stahlblech $d = 7 \text{ mm}$ verkleidet, Anschluß mittels Kopfbolzen,

Gewölbe 3: Unbewehrter Beton (Oberseite Transportbewehrung)

Gewölbe 4: Ähnlich wie Gewölbe 3, jedoch Stahlfaserbeton

Gewölbe 5: Stahlbeton-Tübbinge

Gewölbe 6: Stahl-Wellblech mit Leichtbeton-Abdeckung als Ersatz für Feuchtsand
In Ergänzungsversuchen wurde das Temperaturprofil von Feuchtsand auf Stahl-Wellblech unter ETK-Beanspruchung ermittelt.

Die Verhaltensmuster von Spritzbeton-Auskleidungen wurden wegen der Herstellungsschwierigkeiten eines im Labor "von unten" gespritzten Gewölbes nicht geprüft; es muß vorläufig auf Erfahrungen an Spritzbeton-Ausführungen an Wänden aus Normalbeton mit und ohne Stahlfaserzusatz verwiesen werden.

Um eine vergleichsweise hohe Eigenfeuchte des Betons im Versuch sicherzustellen, wurde ein Versuchsalter des Betons von etwa 2 - 3 Wochen angestrebt oder der Versuchskörper feucht gehalten; auf diese Weise sollte - wie bereits begründet - eine möglichst hohe Wirklichkeitsnähe erreicht werden.

Der Temperaturverlauf in den Versuchskörpern wurde mit Hilfe von Thermoelementen in mehreren Querschnitten und Schichthöhen - gemessen von der Unterseite des Versuchskörpers - festgestellt. Mit Hilfe dieser Daten sollte u.a. ermittelt werden, welche Temperaturen an der Rückseite eines solchen Auskleidungssystems am Übergang zum anstehenden Fels oder einer Ausgleichsschicht auftreten, um hieraus Rückschlüsse auf die Beanspruchung einer dort angeordneten Dichtungsbahn ziehen zu können.

Im Scheitelbereich des Versuchskörpers wurden von unten her handelsübliche Dübel (Hilti HSC M 12) mit einer zulässigen Zug-Tragkraft von etwa 100 kp eingebaut und mit einem Totgewicht dieser Größe belastet; mit dieser Vorrichtung sollte das Gewicht einer Oberleitung wiedergegeben und der Zeitpunkt des Abfallens dieser Dübel im Zuge einer Brandbeanspruchung festgestellt werden.

Mit Hilfe entsprechend abgedichteter Begleitkörper wurde die Eigenfeuchte des Betons festgestellt. Weitere Begleitkörper geben Aufschluß über seine Festigkeits- und Verformungseigenschaften im Kaltzustand.



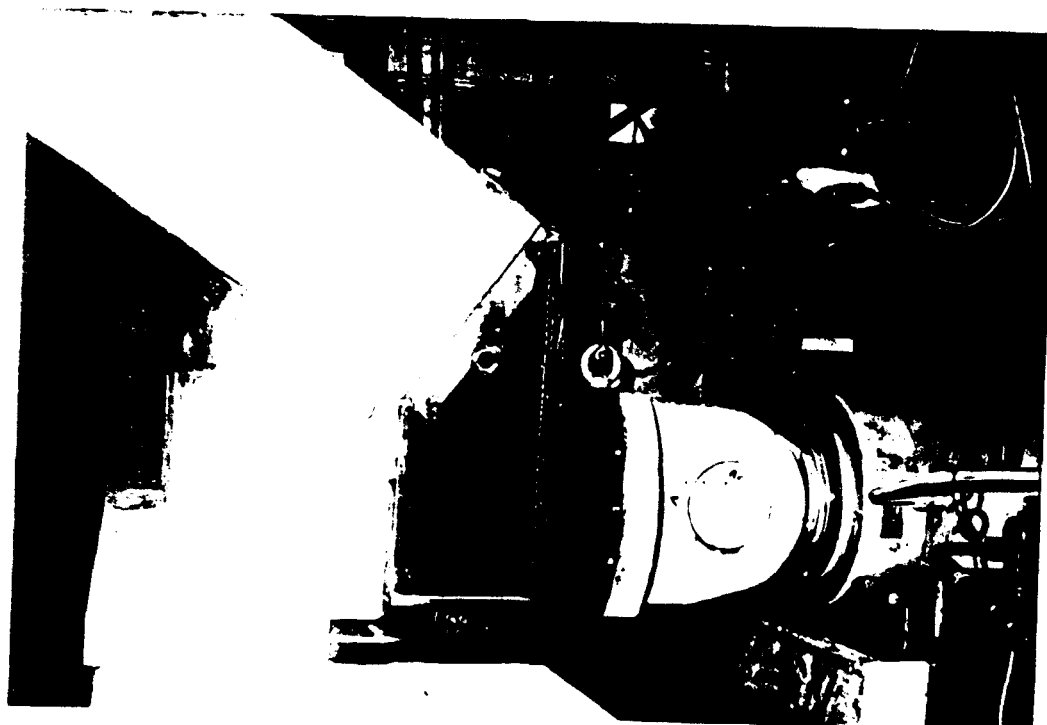
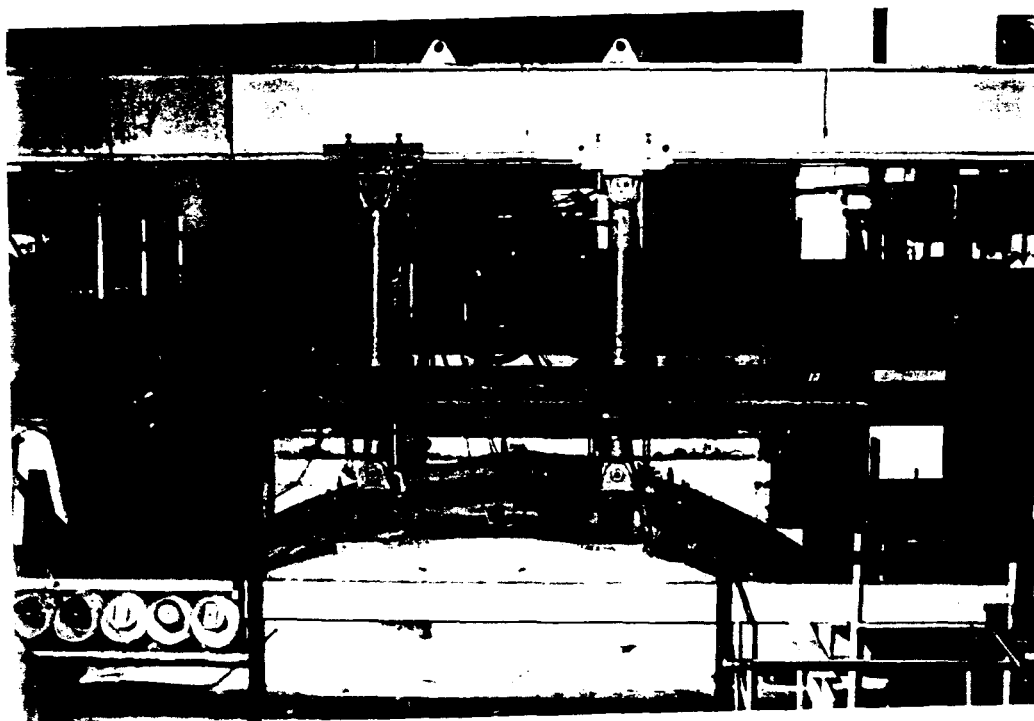


Bild 0.4: Blick auf die Versuchsanlage sowie Detailaufnahme der Auflagerausbildung der Horizontalpressenanordnung H und H'

0.3 Belastungseinrichtung

Die in Bild 0.3 und 0.4 erkennbaren Horizontalpressen H und H' sind verformungsabhängig gesteuert, lassen keine Horizontalverschiebungen zu, gestatten jedoch die Messung des Horizontalschubes im Brandversuch. Die Sekundärpressen H' haben die Aufgabe, Auflager-Rotationen im Sinne einer Verflachung des Gewölbes zu verhindern. Das Gegen-Auflager ist so gestaltet, daß Endverdrehungen weitgehend verhindert werden; durch Teflon-Zwischenlagen wurde in einem Kalt-Vorversuch dichtes Anschließen des Versuchskörpers an die Widerlagerwände des Brandversuchsstandes erzielt.

Bei Versuch 1 wurde beobachtet, daß das Versuchskörperende an diesem Gegenauflager unter der Brandeinwirkung die Tendenz des "Hochkletterns" zeigt, was auf Temperatur-Verformungen zurückzuführen ist und den Aufbau der Temperatur-Zwangmomente vermindert. Um dem abzuhelpen, wurden in den folgenden Versuchen vertikale Abstützungen eingebaut, die diese unplanmäßigen Verformungen verhindern und das gewünschte Auftreten von Zwangs-Biegemomenten sicherstellen. Ähnliche Vorkehrungen wurden am pressenseitigen Auflager getroffen.

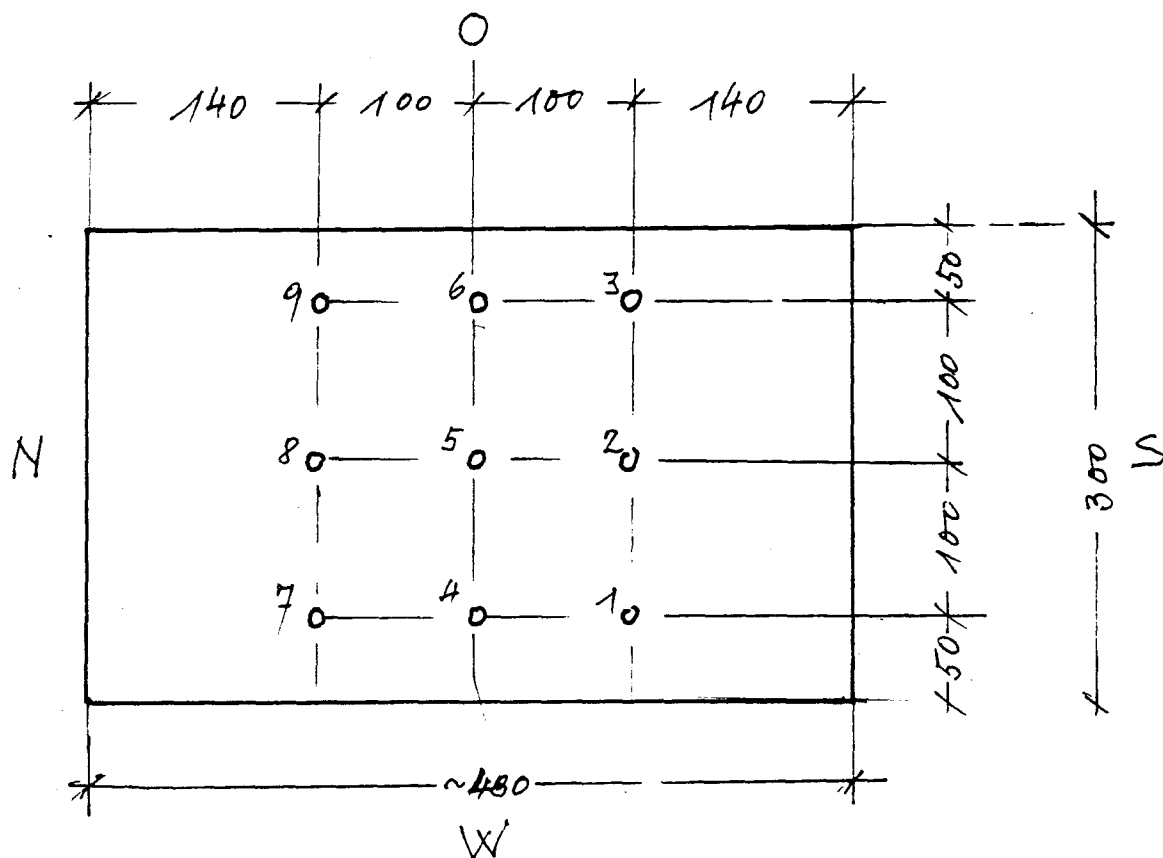
Die Angriffspunkte der Vertikalpressen P wurden in den Drittelpunkten der Gewölbestützweite angeordnet; diese Pressen wurden von Hand gesteuert, wobei die im mittleren Drittel der Versuchskörperlänge angeordneten beiden Pressen unabhängig von den in den Randbereichen angeordneten vier Pressen gesteuert werden konnten (Bild 0.3). Diese Anordnung wurde deswegen erforderlich, weil die Versuchserfahrung erwarten ließ, daß die Abplatzungen im Mittenbereich des Versuchskörpers deutlich größer ausfallen als in den beiden Randbereichen, wo die Austrocknung des Versuchskörpers über die freien End-Querschnittsflächen begünstigt und durch die Abschlußwände des Brandversuchssofens eine teilweise Ableitung des Wärmestromes erfolgt und Ungleichmäßigkeiten der Biegesteifigkeit in Längsrichtung des Versuchskörpers im Zusammenhang mit den sehr ungleich großen Abplatzungen auftreten. Die Vertikalpressen konnten nicht getrennt nach "links" und "rechts" gesteuert werden; es war daher nicht möglich, einer Tendenz nach Bildung einer antimetrischen Biegefigur des Gewölbes entgegenzuwirken.

Auf dem in der Regel 3,0 m langen Versuchskörper wirken jeweils drei Paare von Horizontalpressen und drei Paare von Vertikalpressen. Die in den Versuchsberichten im einzelnen angegebenen Pressenkräfte entsprechen kN/m; bei unterschiedlich hohen Pressendrüken, in Versuchskörperlänge (= Richtung der Erzeugenden) gesehen, wurden die Meßwerte getrennt nach Rand- und Mittelbereich erfaßt und in den zusammenfassenden Versuchstabellen angegeben. Die Pressenlasten wurden dabei auch bei Versuchskörpern mit einer von 3,0 m abweichenden Länge auf einen 1,0 m breiten "Streifen" umgerechnet.

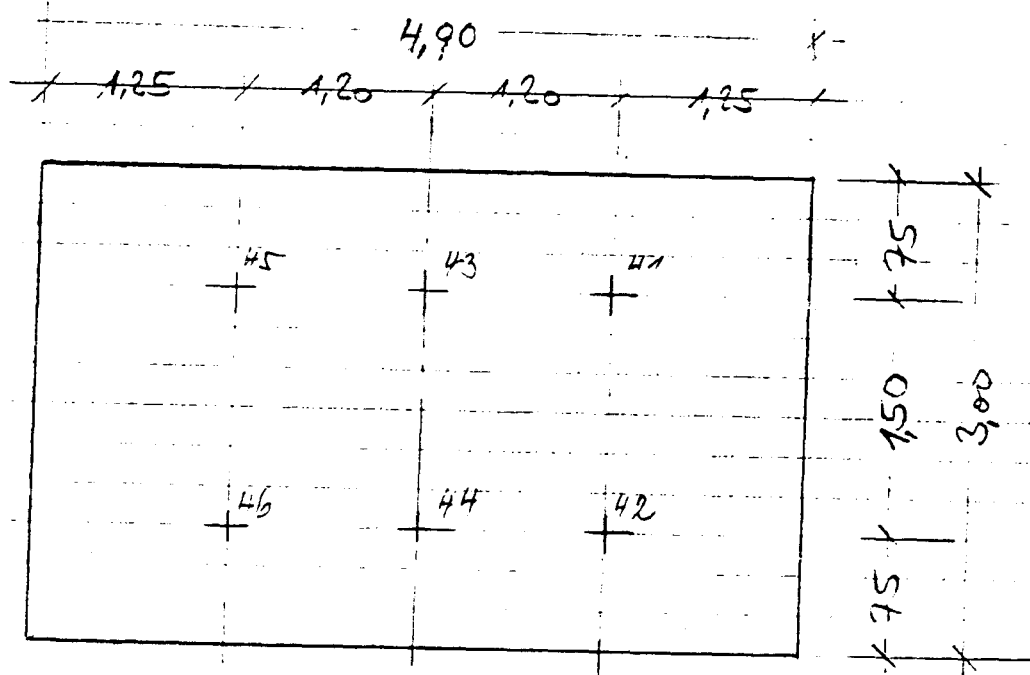
Wegen der mit 350 kN begrenzten Kapazität der Vertikalpressen konnte eine vollständige Verformungsbehinderung des unter Brandeinwirkung nach oben strebenden Gewölbes nicht bei allen Versuchen erreicht werden, so daß in diesen Fällen gegen Versuchsende Hebungen des Gewölbescheitels hingenommen werden mußten. Demgemäß sind die gemessenen Gewölbe-Druckkräfte niedriger, als einer vollständigen Verformungsbehinderung entsprochen hätte.

0.4 Meßeinrichtungen

Durchbiegungsmessungen wurden an bis zu neun Punkten der Gewölbeoberfläche mit einer Genauigkeit von etwa 0,1 mm durchgeführt. Die Meßpunkte sind nachfolgend angegeben:



Wurde die Durchbiegung nur in sechs Punkten gemessen, entfallen die Meßpunkte 2, 5 und 8, und die Meßpunkte 3, 6 und 9 bzw. 1, 4 und 7 rücken in die 1/4-Punkte der Versuchskörperlänge von 3,0 m. In den Versuchen 5 und 6 wurden nur die Durchbiegungen im Gewölbescheitel verfolgt, weil dies im Hinblick auf die Art der Gewölbe (Tübbinge bzw. Stahlwellblech) angemessen schien.



Der Temperaturverlauf im Gewölbequerschnitt wurde in den Versuchen 1 und 2 in 5 Punkten in Höhen von 1, 3, 5, 7, 10, 15 und 22 cm über der Gewölbeunterseite gemessen. Außerdem wurden Thermoelemente an der Ober- und Unterseite angebracht. In den Versuchen 3 und 4 wurde nur in Höhen von 2, 4, 6, 12 und 18 cm in 2 Punkten gemessen. Beim Beton-Tübbing-Versuch mußten Temperaturmessungen im Querschnittsinneren unterbleiben. Hier wurden zusätzlich auf der Betonoberseite und über den Tübbingfugen Temperaturmessungen vorgenommen. In Versuch 6 (Stahl-Wellblech) kam es auf die Stahltemperatur auf beiden Stahl-Oberflächen an.

0.5 Begleitversuche

Im Regelfalle wurden folgende Begleitversuche vorgesehen:

- Stahlgüte (Fließgrenze, Zugfestigkeit)
- Betongüte
 - 3 Gütewürfel
 - 3 Erhärtungswürfel
 - 3 Prüfwürfel zum Versuchszeitpunkt
 - 3 Prismen 10 x 10 x 30 für E-Modul
 - 3 Prismen 10 x 10 x 24 für Feuchtegehalt im Prüfzeitpunkt (4 Seitenflächen abgedichtet, stehend bis zum Prüfzeitpunkt neben dem Gewölbe aufbewahrt, freie Oberseite 10 x 10 cm) bezeichnet.

0.6 Versuchsdurchführung

Nach Einbau des Versuchskörpers wurde zunächst ein Kaltversuch durchgeführt, um die Funktion der Horizontal- und Vertikalpresse sowie der Durchbiegungsmeßeinrichtungen zu prüfen und einen Nullzustand festzulegen.

Der Brandversuch folgte der ETK-Temperatur-Zeitkurve stufenweise, um bei jeder Temperaturstufe - unter möglichst konstant gehaltener Temperatur - durch Presseneingriff den Verformungs-Nullzustand wieder herstellen zu können.

Als Temperaturstufen wurden gewählt:

	entsprechend nach ETK:
680 °C Gastemperatur	10 min
780 °C Gastemperatur	20 min
840 °C Gastemperatur	30 min
920 °C Gastemperatur	45 min
950 °C Gastemperatur	60 min
1005 °C Gastemperatur	90 min

Wegen der Größe der Versuchskörper und deren Feuchtegehalt bzw. der zum Teil erheblichen Abplatzungen, verbunden mit Luftstößen und Verstopfung des Heißgas-Abzuges, konnten die gewählten Temperaturstufen zum Teil nur unter Schwierigkeiten erreicht werden. Insbesondere verursachte der wiederholte Ausfall eines Brenners erhebliche Verzögerungen.

Die Heißgastemperaturen im Brandofen wurden in einem Abstand von etwa 100 mm unterhalb der Bauteilunterseite mit 6 Thermoelementen nach ISO bzw. DIN 4102 gemessen. Hierbei ergaben sich keine signifikanten Abweichungen, so daß von der Annahme ausgegangen werden kann, daß die Heißgase die Bauteilunterseite mit annähernd gleich hoher Temperatur beaufschlagen.

0.7 Schnittgrößen im monolithischen Versuchsgewölbe aus Normalbeton ~ B 50 mit $h = 0,24 \text{ m}$

0.7.1 Eigengewicht

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 5,10 \cdot 3,0 \cdot 0,24 \cdot 25 = 92 \text{ kN} = 9,2 \text{ Mp (Bogenlänge 5,1 m)}$$

$$g = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Auflagerdruck } A = B = 15,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Horizontalschub } H = g \cdot \ell^2 / (8 \cdot f) \text{ mit}$$

$$\text{Pfeilhöhe } f \approx 0,8 \text{ m und } \ell = 4,76 \text{ m ergibt}$$

$$H = 6 \cdot 4,76^2 / 8 \cdot 0,8 = 21,3 \text{ kN/m}$$

Druckspannung im Scheitel

$$\sigma_d = 21,3 \cdot 10^{-3} / 0,24 = 0,09 \text{ N/mm}^2$$

Druckkraft am Auflager

$$N = \sqrt{A^2 + H^2} = 26,1 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{d,N} = 26,1 \cdot 10^{-3} / 0,24 = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\ell/3} = A \cdot 1,59 - H \cdot 0,71 - 6 \cdot 1,59^2 / 2 = 1,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\ell/2} = + 1,7 \text{ kNm/m}$$

0.7.2 Einzellast $P = 10 \text{ kN}$ (einseitig)

$$H = 3/16 \cdot P \cdot \ell / f \cdot y / f$$

$$= 3/16 \cdot 10 \cdot 4,76 / 0,8 \cdot 0,71 / 0,8$$

$$= 9,95 \text{ kN/m}$$

$$y = 0,71 \text{ in } \ell/3$$

$$\ell/3 = 1,59$$

$$A = 2/3 \cdot 10 = 6,67 \text{ kN/m, } B = 3,32 \text{ kN/m}$$

Biegemomente:

$$M_{\ell/3} = 6,67 \cdot 1,59 - 9,95 \cdot 0,71 = + 3,54 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\ell/2} = 6,67 \cdot 2,38 - 9,95 \cdot 0,8 - 10 \cdot 4,76/6 = 0$$

$$M_{2/3 \cdot \ell} = 6,67 \cdot 3,18 - 9,95 \cdot 0,71 - 10 \cdot 1,59$$

$$= 21,2 - 22,96 = - 1,76 \text{ kNm/m}$$

Druckspannung im Scheitel

$\sigma_d = 9,95 \cdot 10^{-3} / 0,24 = 0,04 \text{ N/mm}^2$

Mit 2 Pressen je 10 kN in den Drittelpunkten ergibt sich:

$H = 19,90 \text{ kN/m}$

$M_{\ell/3} = + 1,78 \text{ kNm/m}$

$M_{\ell/2} = 0$

Druckspannung im Scheitel

$\sigma_d = 0,084 \text{ N/mm}^2$

Die folgende Tabelle gibt Schnittgrößen für Laststufen, geordnet nach σ_d im Scheitel

σ_d	$P_1 = P_2$	ΣP	H	$M_{\ell/3}$	$M_{\ell/2}$
N/mm ²	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m
0,09 (EG)	0	0	21,3	+ 1,5	+ 1,7
0,08	10	20	19,9	+ 1,78	0
1,0	119	238	240	+ 21,2	0
2,0	238	476	480	+ 42,4	0
3,0	357	714	720	+ 63,6	0
4,0	476	952	960	+ 84,8	0

0.7.3 Temperaturlastfall

Wegen der nicht-linearen Temperaturverteilung im Querschnitt und den temperaturabhängig veränderlichen Baustoffeigenschaften ist nur eine Abschätzung der unter ETK-Brandangriff auftretenden Schnittgrößen möglich:

Das Temperatur-Zwangmoment kann für den Vollquerschnitt mit 0,24 m Dicke zu

$$\begin{aligned}
 M_{\Delta T} &= \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_C \cdot I_C \cdot \beta/h \\
 &= 10^{-5} \cdot 370 \cdot 3,0 \cdot 10^4 \cdot 0,0012 \cdot 0,20/0,24 \\
 &= 0,11 \text{ MNm/m abgeschätzt werden, wobei} \\
 E_C &= 3,0 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^2, I_C = 0,0012 \text{ m}^4 \\
 \beta &= 0,20 \text{ (Abminderungsfaktor)} \\
 \Delta T &= 370 \text{ K für 90 min ETK-Belastung gesetzt wurden [1]}.
 \end{aligned}$$

Es wird Bild 0.5, entnommen aus [1], zur Erläuterung hier beigelegt.

Aus $M_{\Delta T}$ wird eine Biege-Randspannung von $\sigma_{\Delta T} \approx M_{\Delta T}/W$
 $= \pm 0,11 \cdot 6/0,24^2 = \pm 11,5 \text{ MN/m}^2$ rechnerisch ermittelt.

Die vollständig behinderte Temperaturdehnung in der Gewölbeachse ergibt mit $T \approx 200 \text{ }^\circ\text{C}$ ($\varepsilon_T = 2 \text{ }^\circ/\infty$) und einem temperaturabhängig abgeminderten Wert von E_C [1, 2] $E_T \approx 0,650 \cdot E_C = 2 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^2$ eine Zwangspannung

$$\sigma_T \approx - \alpha_T \cdot T \cdot E_T = - 10^{-5} \cdot 200 \cdot 2 \cdot 10^4 = - 40 \text{ MN/m}^2$$

Es ist zunächst davon auszugehen, daß die errechnete Spannung σ_T bedingt durch Kriechen und Relaxation abgemindert wird ([2], dort Bild 52) und der auf mehr als $500 \text{ }^\circ\text{C}$ aufgeheizte Beton an der Gewölbeunterseite in einer Dicke von etwa 4,0 cm nicht mehr tragfähig ist; hierdurch vermindert sich die Druckspannung bei voller Dehnbehinderung und Querschnittsverlust durch Abplatzung auf etwa 40 % zu

$$\sigma_T \approx - 16,0 \text{ MN/m}^2,$$

Vor allem aber versucht das Gewölbe, sich durch Scheitelhebung der hohen Druckbelastung zu entziehen. Die hierbei auftretenden Verformungen und Schnittgrößen nach 90 min Brandbelastung werden nachfolgend an einem Vergleichsgewölbe vorgestellt.

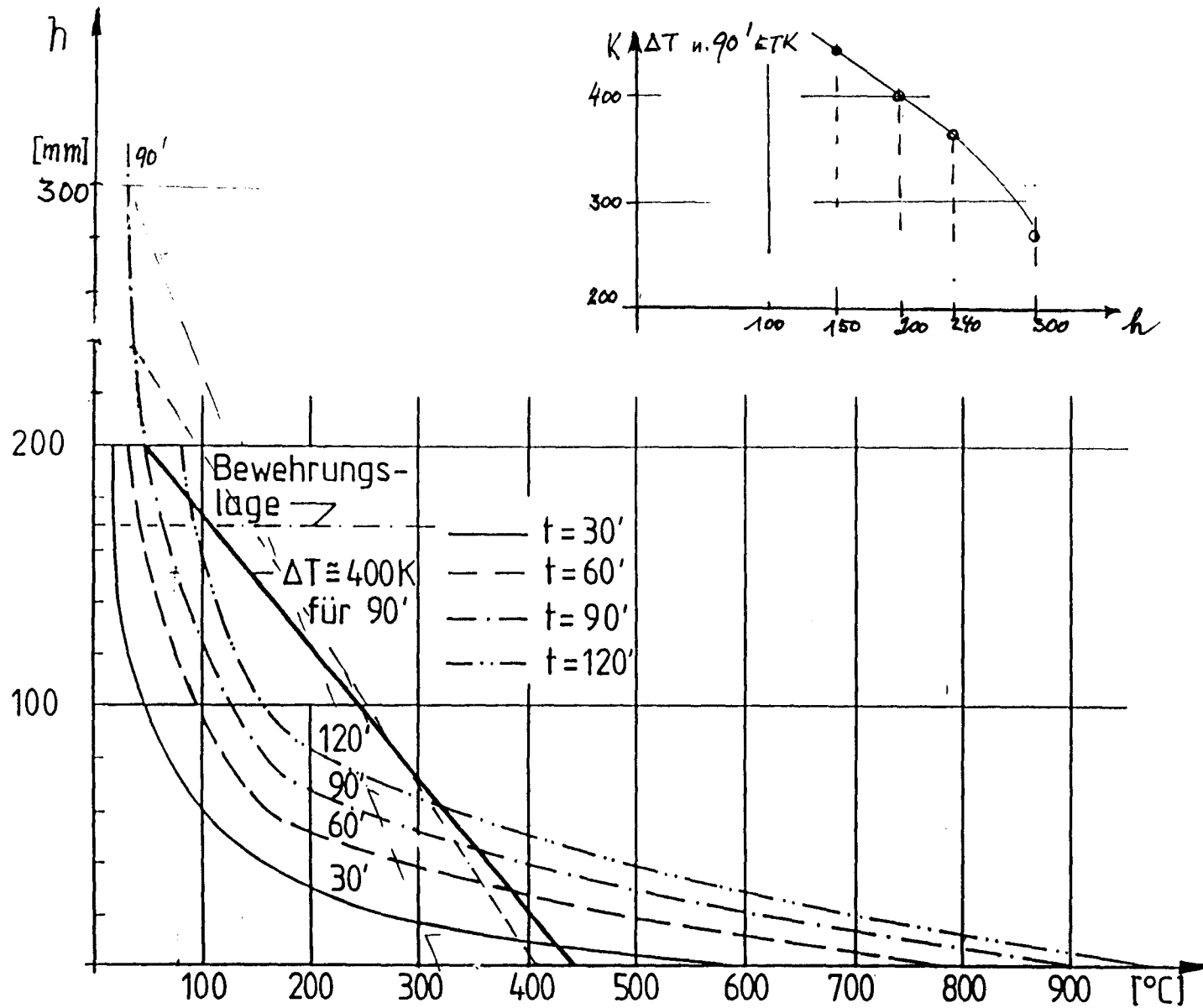


Bild 0.5: Temperaturverläufe in Stahlbetonplatten nach Versuchsmessungen unter ETK-Beanspruchung; oben liegende Bewehrung für eine Plattendicke $h = 200 \text{ mm}$ angedeutet. Ermittlung der linearisierten Temperaturgradienten

0.7.4 Temperaturverformungen und Schnittgrößen

Die Temperaturverformungen werden an einem Vergleichsgewölbe vorgestellt:

Bogensehne $s = 5,00 \text{ m}$, Bogenlänge $b = 5,51 \text{ m}$, Breite $= 1,0 \text{ m}$

Pfeilhöhe $f = 1,00 \text{ m}$, Querschnitt $0,24 \cdot 1,0 = 0,24 \text{ m}^2$

Bogen beiderseits drehbar, aber unverschieblich gelagert.

Beton B 30, $E_c = 30.000 \text{ MN/m}^2$

$F = 0,24 \text{ m}^2$; $I_c = 1,0 \cdot 0,24^3/12 = 0,001152 \text{ m}^4$

$E_c I_c = 34,6 \text{ MNm}^2$, $E_c F = 7200 \text{ MN}$

Es wurden vier Steifigkeitsvarianten angenommen:

$1,0 EI + 1,0 EF$

$1/2 EI + 1,0 EF$

$1/2 EF + 1,0 EI$

$1/2 EI + 1/2 EF$

wobei die Durchbiegungen w im Scheitel des Vergleichsgewölbes mit $B = 1,0 \text{ m}$ interessierten und folgende Lastfälle untersucht wurden:

Lastfall 1: Temperaturerhöhung der Mittelfläche um $200 \text{ K} = \varepsilon_T = 2 \text{ ‰}$
(vergl. Bild 0.5)

Lastfall 2: Temperaturgradient $\Delta T = 370 \text{ K}$ (vergl. Bild 0.5)

Lastfall 3: Einzellasten in den 1/3-Punkten von je 200 kN (Bild 0.3)

Die Ergebnisse der Berechnung sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle Bild 06: Durchbiegungen w und Schnittgrößen im Scheitel nach 90 min ETK-Beanspruchung (Hebungen durch negatives Vorzeichen gekennzeichnet)

	1.0 (EI + EF)	1/2 EI + 1.0 EF	1/2 EF + 1.0 EI	1/2 (EF + EI)	Bez.
LF 1: w_{200} :	- 0,0115	- 0,0115	- 0,0114	- 0,0115	m
LF 2: w_{DT} :	- 0,0020	- 0,0022	- 0,0015	- 0,0020	m
LF 3: w_{2p} :	+ 0,0007	+ 0,0011	+ 0,0010	+ 0,0014	m
zugehörige Schnittgrößen					
	M H	M H	M H	M H	
LF 1:	- 121,4 - 120,9	- 60,9 - 60,7	- 120,5 - 120,0	- 60,7 - 60,4	kNm bzw. kN
LF 2:	- 671,0 - 667,9	- 336,8 - 335,2	- 665,8 - 662,8	- 335,5 - 333,9	kNm bzw. kN
LF 3:	+ 15,4 - 345,0	+ 13,8 - 347,6	+ 18,6 - 342,8	+ 15,4 - 346,0	kNm bzw. kN

Den weitaus entscheidenden Einfluß auf die Scheitelbewegungen zeigt Lastfall 1: Die Hebungen von etwa 11,5 mm im LF 1 betragen der 5- bis 7fache der Hebungen im LF 2; LF 3 zeigt, daß mit Vertikalpressen mit begrenzter Kapazität allenfalls in der Anfangsphase eines Brandversuchs die temperaturbedingten Scheitelhebungen aufgehoben werden können.

Bemerkenswert ist ferner, daß Abminderungen der Biegesteifigkeit EI bzw. der Längssteifigkeit EF keinen signifikanten Einfluß auf die Scheitelhebungen zeigen. Ähnliches gilt auch für die Scheitelhebungen im LF 2. Im Lastfall 3 werden die Scheitelsenkungen durch Abminderung von EI und EF proportional vergrößert.

Die Schnittgrößen im Scheitel im LF 3 betragen bei vollen Steifigkeiten $M = + 15,4$ kNm/m, $H = -345,0$ kN/m und ändern sich bei Steifigkeitsminderungen kaum. Im LF 1 und LF 2 vermindern sich die Schnittgrößen bei Abminderung von EI annähernd proportional. Eine Verminderung allein der Längssteifigkeit EF führt in keinem der untersuchten Lastfälle zu signifikanten Änderungen der Schnittgrößen.

Um einen Überblick über den Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Verformungen und Schnittgrößen zu geben, werden einige Ergebnisse einer Berechnung des Vergleichsgewölbes mit gelenkiger, aber verschieblicher Auflagerung mitgeteilt:

LF1, $T = + 200 \text{ }^{\circ}\text{C}$ in der Mittelfläche ruft eine Scheitelhebung von etwa 2,0 mm hervor,

LF2, $\Delta T = 370 \text{ K}$, ruft eine Scheitelsenkung von etwa ~~39~~39,0 mm hervor.

Knoten-Schnittgrößen in LF1 und LF2 werden zu Null.

Eine Umsetzung der vorliegenden Versuchsergebnisse in praxisbezogene Aufgabenstellungen muß somit die seitliche Abstützung der Firstregion durch das anstehende Gebirge in Rechnung stellen, um zu einer wirklichkeitsnahen Abschätzung der Scheitelbewegungen und Schnittgrößen zu gelangen.

0.7.5 Druck gegen das Gebirge

Der Temperaturlastfall ist noch durch folgende Überlegungen zu ergänzen:

Die Annahme einer Temperatur in der Gewölbe-Mittelfläche von $100 \text{ }^{\circ}\text{C}$ führt bei Behinderung einer Scheitelhebung und ohne Berücksichtigung von Steifigkeits-Abminderungen aus Temperaturerhöhung und Abplatzungen zu Zwangwirkungen von

$$\varepsilon_T = 10^{-5} \cdot 100 = 1.00 \text{ }^{\circ}\text{‰} \text{ entsprechend}$$

$$\sigma_T = 30.000 \cdot 1,0 \text{ }^{\circ}\text{‰} = - 30,0 \text{ MN/m}^2$$

Durch proportionale Umrechnung des Lastfalles EG (24 cm dickes Betongewölbe) mit $g = 6,0 \text{ kN/m}^2$ kann der Druck des 24 cm dicken Gewölbes im Brandfalle bei behinderter Dehnung gegen das anstehende Gebirge mit

$$\sigma_v = 6,0 \cdot 30,0/0,09 = 2000 \text{ kN/m}^2 = 2,0 \text{ MN/m}^2$$

abgeschätzt werden.

0.7.6 Elektronische Datenerfassung

Die elektronische Datenerfassung verwendete in der Regel die folgenden Zahlenbezeichnungen für die einzelnen Meßgrößen:

Temperaturen:	1 - 39
Durchbiegungen:	41 - 46
Horizontalkräfte:	H_1 : 61; H'_1 : 67, H_2 : 63; H'_2 : 69, H_3 : 65; H'_3 : 71
Horizontalverschiebungen: (zumeist = 0 und daher nicht in Diagrammen dargestellt)	zu H_1 : 62; H'_1 : 68 zu H_2 : 64; H'_2 : 70 zu H_3 : 66; H'_3 : 72
Vertikalkräfte:	2 Mittelpressen: 81 4 Randpressen: 82

0.7.7. Literaturverzeichnis

- [1] Kordina, K.: Flachdecken unter Brandangriff, Schnittgrößenverteilung und Durchstanzversuche. Forschungsbericht Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1993, sowie Bautechnik 11/1993.
- [2] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton Brandschutz Handbuch, 2. Auflage 1994/95
- [3] Hoffmann, R.; Rothsuh, H.: "Einsatz und Weiterentwicklung von Stahlfaser-Pumpbeton bei Tunnelinnenschalen." Forschung und Praxis, Band 34, Alba-Verlag Düsseldorf, 1993.
- [4] DBV Merkblatt "Faserbeton", Fassung 8/1992, Deutscher Betonverein, sowie "Beton-Informationen" 5/94, "Stahlfaserbeton im Tunnelbau", Beton-Verlag GmbH Düsseldorf.
- [5] Anhäuser, L.: "Neuzeitlicher Tunnelausbau mit Stahlbetonfertigteilen". Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6, 1981.
- [6] Baumann, T.: "Tunnelauskleidungen mit Stahlbetontübbing." Bautechnik 1/92.

- [7] Wayss & Freitag: "Metro Lille Los 3, Linie 1 bis", Technische Blätter 1/87.
- [8] Westhaus, K.-H. et al.: "Brandversuch in einem Stadtbahntunnel aus gewellten Stahlblechen in Gelsenkirchen". Sonderheft April 1987.
- [9] Kordina, K.; Dobbernack, R.: "Zum Bericht über den Brandversuch in einem Stadtbahntunnel aus gewellten Stahlblechen in Gelsenkirchen". Tunnel August 1988.
- [10] Richter, E.; Kordina, K.: "Tunnelbrandversuche mit realistischen Brandlasten", Bauingenieur 1994, S. 91 - 97.
- [11] Gutachtliche Stellungnahme Nr. I 69 2935 vom 2.5.1969 zum Brandschaden des Autobahntunnels K 12 der Bundesautobahn, südliche Umgehung Hamburg, des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig (unveröffentlicht).

1. Gewölbe 1
1.1 Überblick

Gewölbe 1 wurde als Stahlbeton-Ausführung konzipiert und erhielt eine vergleichsweise kräftige Bewehrung (Bilder 4 und 5), die einer praktischen Ausführung nachempfunden war. Die Herstellung des Versuchskörpers erfolgte am 14.01.1991, der Brandversuch am 18.03.1991 im Alter von 62 Tagen. Der Versuchskörper wurde bis zum Prüfzeitpunkt feucht gehalten. Konzeptgemäß besaß der Beton eine Eigenfeuchte von i.M. 4,9 Gew.-%.

Weitere Angaben über Mischungsverhältnis und Festigkeiten sind in der nachfolgenden Tabelle 1.1 zusammengefaßt. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsergebnisse wird in Tabelle 1.2 vorgelegt.

Tabelle Bild 1.1: Gewölbe 1 - Baustoffdaten
Herstellungstag: 14.01.1991; Brandversuch: 18.03.1991;
Betonalter: 62 Tage

Betonrezeptur (kg/m³)	Ausbreitmaß: 35 cm	
Zement ("Anneliese")	PZ 45	360 kg
Zuschlag 0/2		~ 720 kg
2/8		~ 540 kg
8/16		~ 485 kg
Wasser	W/Z = 0,5	180 l
Druckfestigkeit: Würfel 150/150	7 Tage	N/mm²
	28 Tage	51,0 N/mm²
	Prüftag	55,6 N/mm²
Zylinder 150/300	Prüftag	43,9 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	Prüftag	3,33 N/mm²
E-Modul	Prüftag	29,3 · 10³ N/mm²

Verteilung der Eigenfeuchte, von der Unterseite aus in 6 cm dicken Schichten:
4,7/5,4/4,5/ i.M. 4,9 Gew.-%

Bewehrung: (vgl. Bild 4 und 5)	Rippenstahl	ϕ 20	f _y = 508 N/mm²
	Bruchdehnung	19,7 %	f _z = 686 N/mm²
	Gleichmaßdehnung	11,7 %	
	Rippenstahl	ϕ 12	f _y = 500 N/mm²
	Bruchdehnung	19 %	f _z = 733 N/mm²
	Gleichmaßdehnung	13 %	

1.3 Zusammenfassung

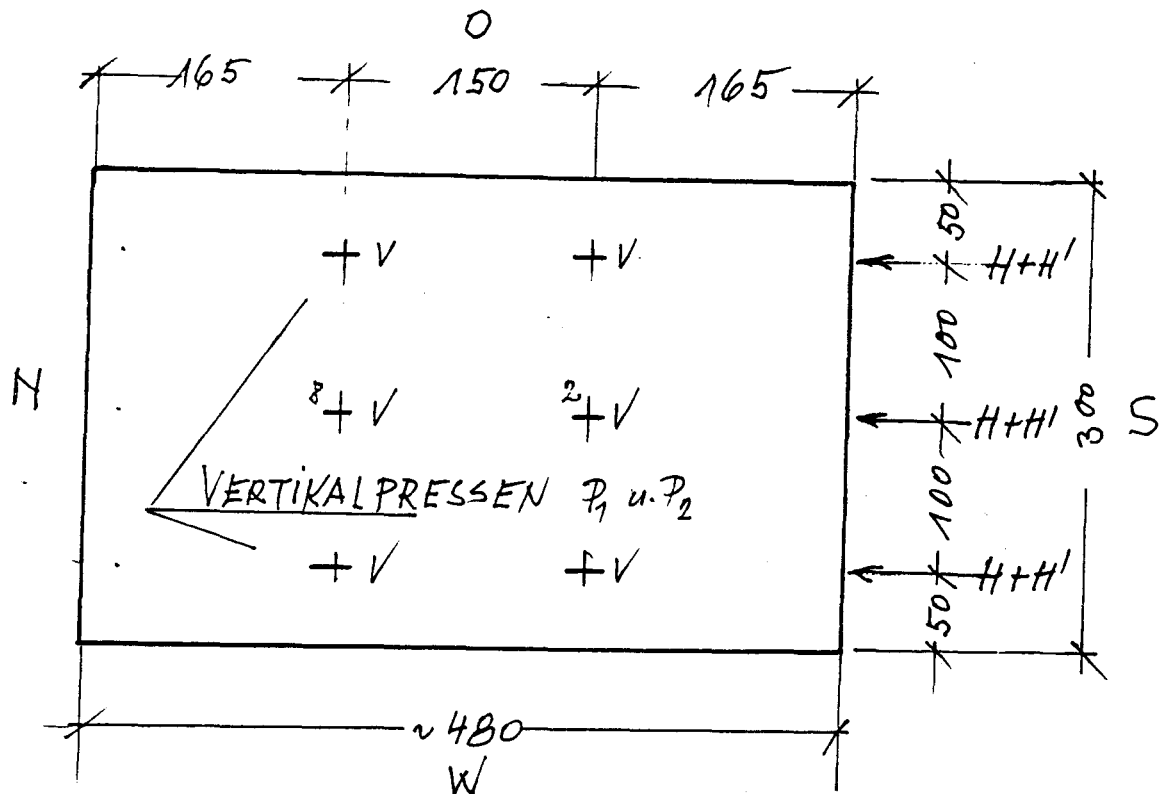
Es wurde ein Stahlbetongewölbe mit 24 cm Dicke aus ~ B 50 mit rd. 5 % Eigenfeuchte, bezogen auf das Trockengewicht, geprüft. Wie aus Tabelle Bild 1.2 zu entnehmen ist, können im Brandfalle nicht unerhebliche Zwangkräfte auftreten, die bei annähernder Verformungsbehinderung im vorliegenden Falle etwa 250 kN/m^2 Druck gegen das anstehende Gebirge hervorrufen. Die Beton-Druckspannungen im Gewölbe erreichen dabei - unter Berücksichtigung der Querschnittsverluste durch Abplatzungen - etwa $3,4 \text{ MN/m}^2$.

Die Temperaturen an der Oberseite des Versuchskörpers erreichten max. 60°C , so daß sie einer Dichtungsfolie im allgemeinen nicht gefährlich werden können.

Abplatzungen entstanden bereits nach 15 min Branddauer, dehnten sich über die gesamte Unterseite aus und erreichten eine Tiefe von i.M. 9,0 cm. Nach 30 min Versuchsdauer fielen die im Scheitelbereich eingesetzten Dübel für 100 kg zul. Last, und mit dieser Totlast auch belastet, ab. Die Brandbelastung wurde nach 100 Minuten abgebrochen; zu diesem Zeitpunkt war die untere Bewehrung rotglühend.

Einige Eindrücke von der Bewehrung, dem Versuchsaufbau und dem Versagenszustand geben die Fotos 1.11 bis 1.13.

Die Belastungspunkte der Horizontal- und Vertikalpressen sind in der folgenden Skizze angegeben.



Die im Mittelstreifen angreifenden Pressen 2 und 8 wurden gemeinsam gesteuert, die übrigen vier Pressen ebenfalls gemeinsam. Es war somit nicht möglich, einer antimetrischen Verformungsfigur gezielt entgegenzuwirken; bei gleichem hydraulischen Druck in den Pressensystemen konnten sich unterschiedliche Pressenwege einstellen.

In beiden Randbereichen ergaben sich Abplatzungen mit einer Tiefe von etwa 7,5 cm, im Mittelstreifen Abplatzungen mit einer Tiefe von 9,5 cm, so daß sich im Mittel eine Querschnittsminderung um 9 cm ergab.

Der Verlauf der Durchbiegungen ist aus Bild 1.10 zu erkennen; die Meßpunkte 45 und 46 lagen am Rand Nord des Versuchskörpers und zeigen deutlich das erwähnte "Hochklettern" dieses Randes. Dennoch ist es gelungen, in den Temperaturstufen die Vertikalverformungen durch Eingriff der Vertikalpressen weitestgehend auf den Ausgangszustand zurückzuführen, so daß hierdurch annähernd der angestrebte Temperatur-Zwang-Zustand erreicht wurde. Allerdings sind auch hier Abweichungen von 1 - 2 mm nicht ausgeschlossen.

1.2.3 Horizontal-Pressenlasten

Bild 1.7 zeigt die von den Horizontalpressen H ausgeführten automatischen Regelprozesse, um Horizontalverschiebungen zu verhindern. Entsprechend dem raschen, durch Abplatzungen bedingten Abfall der Steifigkeiten im Mittelbereich des Gewölbes zeigen die beiden auf den Rändern wirkenden H-Pressen Lasten deutlich höhere Werte mit jeweils etwa 560 kN nach 90 Minuten Versuchsdauer, während die Mittel-H-Presse zu diesem Zeitpunkt nur etwa 200 kN anzeigte.

Bild 1.8 zeigt die von den Horizontalpressen H' abgegebenen Lasten. Auffallend ist, daß die Maximalwerte der an den Rändern angeordneten Pressen H' ihre Maximalwerte nach etwa 40 Minuten erreichen, während für die Mittenpresse H' das Maximum schon nach etwa 10 Minuten eintritt und sich danach ein gleichbleibender Abfall einstellt, der zu einem Teil mit den großen Abplatzungen im Mittelbereich zusammenhängen dürfte, zu einem Teil aber auch zu dem "Hochklettern" des Gegenwiderlagers und dem Auftreten von Endverdrehungen auf dem pressenseitigen Lager, die durch die Pressen H' nicht beseitigt werden konnten.

1.2.4 Vertikal-Pressenlasten

Bild 1.9 zeigt die Lasten der Vertikalpressen. Im Mittel- und Randstreifen gaben die Vertikalpressen schon nach kurzer Versuchsdauer je 225 kN/m ab. Es fällt auf, daß diese Werte über die gesamte Versuchsdauer unverändert blieben. Die Summe der Vertikalkräfte und die Summe der Horizontalkräfte stimmen jedoch gut mit der statischen Analyse des Versuchskörpers überein.

Die Betondruckspannungen aus behinderter Temperaturdehnung ohne Berücksichtigung der Abplatzungen erreichten etwa $2,3 \text{ MN/m}^2$, bei Berücksichtigung einer mittleren Abplatzungstiefe von rd. 9,0 cm einen Wert von $3,4 \text{ MN/m}^2$ im Randbereich.

1.2.5 Durchbiegungen und Belastungsanordnung

Die Durchbiegungen wurden an insgesamt sechs Punkten gemessen; die Bezeichnungen sind in der Skizze in Abschnitt 0.4 enthalten:

1.2 Einzelheiten zum Versuchsablauf

1.2.1 Temperaturstufen

Die ETK fordert - unter Einbeziehung einer Ausgangstemperatur von 20 °C - folgende Temperaturen:

Min.	Soll °C	erreicht wurden °C
10	680	500
20	780	600
30	840	670
45	920	900
60	950	950
90	1005	1020

Wie Bild 1.3 zeigt, konnten die Temperaturstufen gemäß ETK für die vorgewählten Versuchszeitpunkte nicht exakt eingehalten werden. Die Ursachen hierfür wurden eingangs bereits erläutert; Abplatzungen und Verstopfungen der Rauchabzüge am Boden des Brandofens waren hier insbesondere die Ursachen. Außerdem mußten Perioden mit annähernd konstanter Brandraumtemperatur eingehalten werden, um die aufgetretenen Verformungen (Scheitelbewegungen) durch gezielten Einsatz der Vertikalpressen nach Möglichkeit auf die Ausgangswerte zurückzuführen.

1.2.2 Bauteiltemperaturen

Die auf der Bauteilunterseite gemessenen Temperaturen zeigt Bild 1.5; infolge der aufgetretenen Abplatzungen sind alle vier Thermoelemente nach 30 bis 40 Minuten Versuchsdauer abgefallen und zeigen daher nurmehr annähernd die Brandraumtemperaturen an.

Auch die Temperaturmeßwerte der sog. Thermoleitern wurden durch Abplatzungen beeinträchtigt. Es werden daher nur zwei Meßwert-Reihen beispielhaft in den Bildern 1.6a und 1.6b vorgelegt. Aufgrund der Ergebnisse der Thermoleitern wurde auf eine Temperatur der Bauteiloberfläche von etwa 60 °C nach 90 Minuten Versuchsdauer geschlossen.

Bewehrungsplan
B 25
BST 500 S
Versuchskörper 1

The drawing shows a curved reinforced concrete beam with the following details:

- Top Reinforcement (1):** $20 \phi 12, s = 15 \text{ cm}, l = 5,14 \text{ m}$
- Bottom Reinforcement (2):** $17 \phi 20, s = 19 \text{ cm}, l = 4,96 \text{ m}$
- End Reinforcement (3):** $32 \phi 12, s = 20 \text{ cm}, l = 75 \text{ cm}$ oberhalb Längsbewehrung
- Top Cover (4):** $40 \phi 10, s = 50 \text{ cm}$
- Bottom Cover (6):** $\phi 8, s = 15 \text{ cm}, 42 \text{ Stück}$
- Internal Reinforcement (5):** $\phi 12, s = 20 \text{ cm}, l = 2,94 \text{ m}, 53 \text{ Stück}$
- Reinforcement (7):** $\phi 8, s = 15 \text{ cm}, 42 \text{ Stück}$
- Reinforcement (8):** $42 \phi 8, s = 15 \text{ cm}$
- Other details:** Abstandhalter, Betondeckung oben = 3 cm, Betondeckung unten = 5 cm, Schnitt A-A

Versuchskörper 1

Bild 1.3: Bewehrungsplan im Schnitt und Draufsicht für Gewölbe 1

Tabelle Bild 1.2: Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsdaten - Gewölbe 1

Temp. stufe	Vers. dauer	Heißgas-Tempera-tur	Soll-ETK-Temp.	Betontemperatur			Horizontalkräfte			Beton-spannungen σ_T	Durchbiegung ³⁾		Vertikalkr. Mitte $P_1=P_2$ Rand $P_1=P_2$		Beobachtungen
				Unter-seite	Mitte	Ober-seite	H_{Rand}	H_{Mitte}	H'		Scheitel	1/3 ⁴⁾			
-	min	°C	°C	°C	°C	°C	kN/m	kN/m	kN	MN/m ²	mm	mm	kN	kN	-
1	0	20	20	20	20	20	0	0	0	~ 0,1	± 0	± 0	0	0	
2	10	500	680	200	20	25	400	240	200	3,00	± 0	- 5	225	225	Abplatzungen
3	30	670	840	-	40	30	400	240	200	3,23	± 0	- 5	225	225	Abfall der Gewichte
4	45	900	920	-	100	40	400	240	200	3,00	± 0	- 10	225	225	Bewehrung der Unterseite frei
5	60	950	950	-	130	50	560	200	120	3,00	± 0	- 10	225	225	Bewehrung rot glühend
6	90	1000	1005	-	250	60	560 ¹⁾	200 ¹⁾	0	3,40 ²⁾	± 0	- 10	225	225	Bewehrung rot glühend 5)
7	100	500													Versuchsende

1) Mittelpresse H 200 kN, die beiden Randpressen je 560 kN
Restquerschnitt * 14,5 cm, im Randbereich 16,5 cm

2) im Randbereich, mit Berücksichtigung der Abplatzungen; bei Umrechnung auf den Vollquerschnitt von 24 cm: 2,3 MN/m²

3) Hebung -, Senkung +

4) Folge des "Hochkletterns" des Widerlagers Nord

5) Umrechnung auf Vollquerschnitt: $2 \cdot 225 \cdot 24/16,5 = 650 \text{ kN/m}$ (Randbereich)
 $\Sigma V/m = 450 \text{ kN/m} \rightarrow 0,45/4,62 \approx 0,1 \text{ MN/m}^2 \text{ GF}$

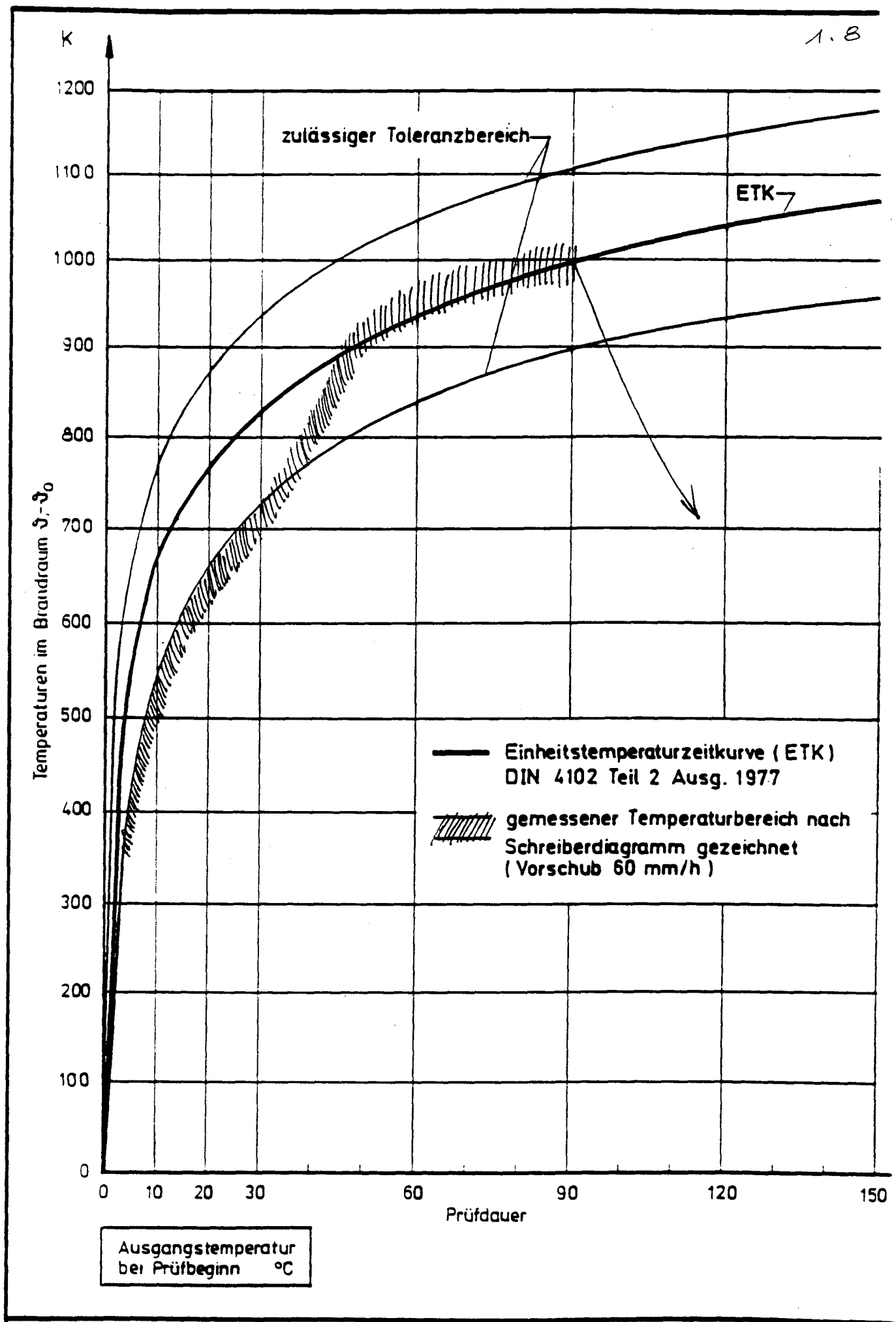


Bild 1.4: Gewölbe 1, Temperaturen im Brandraum

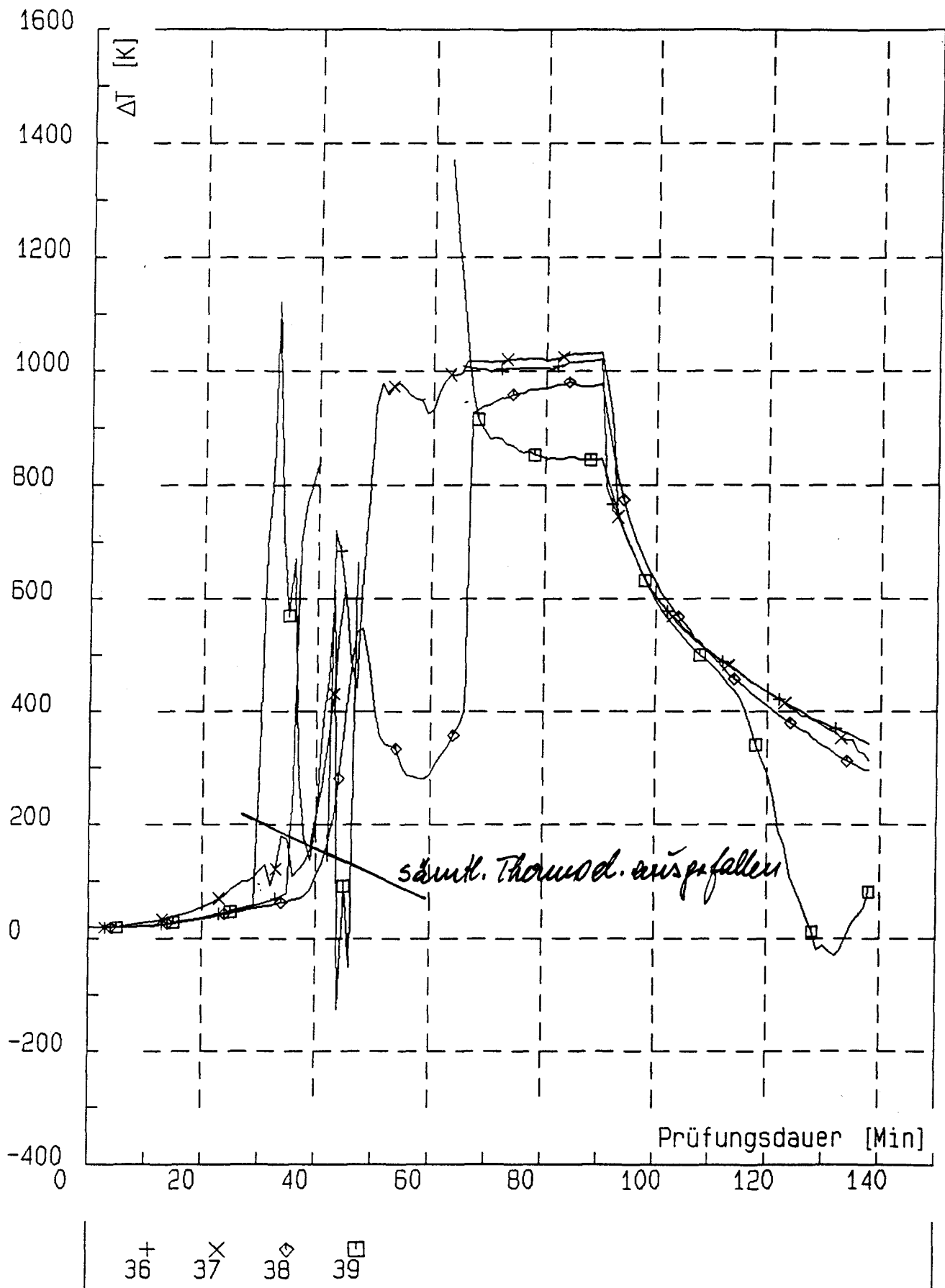


Bild 1.5: Gewölbe 1, Temperaturen an der Unterseite

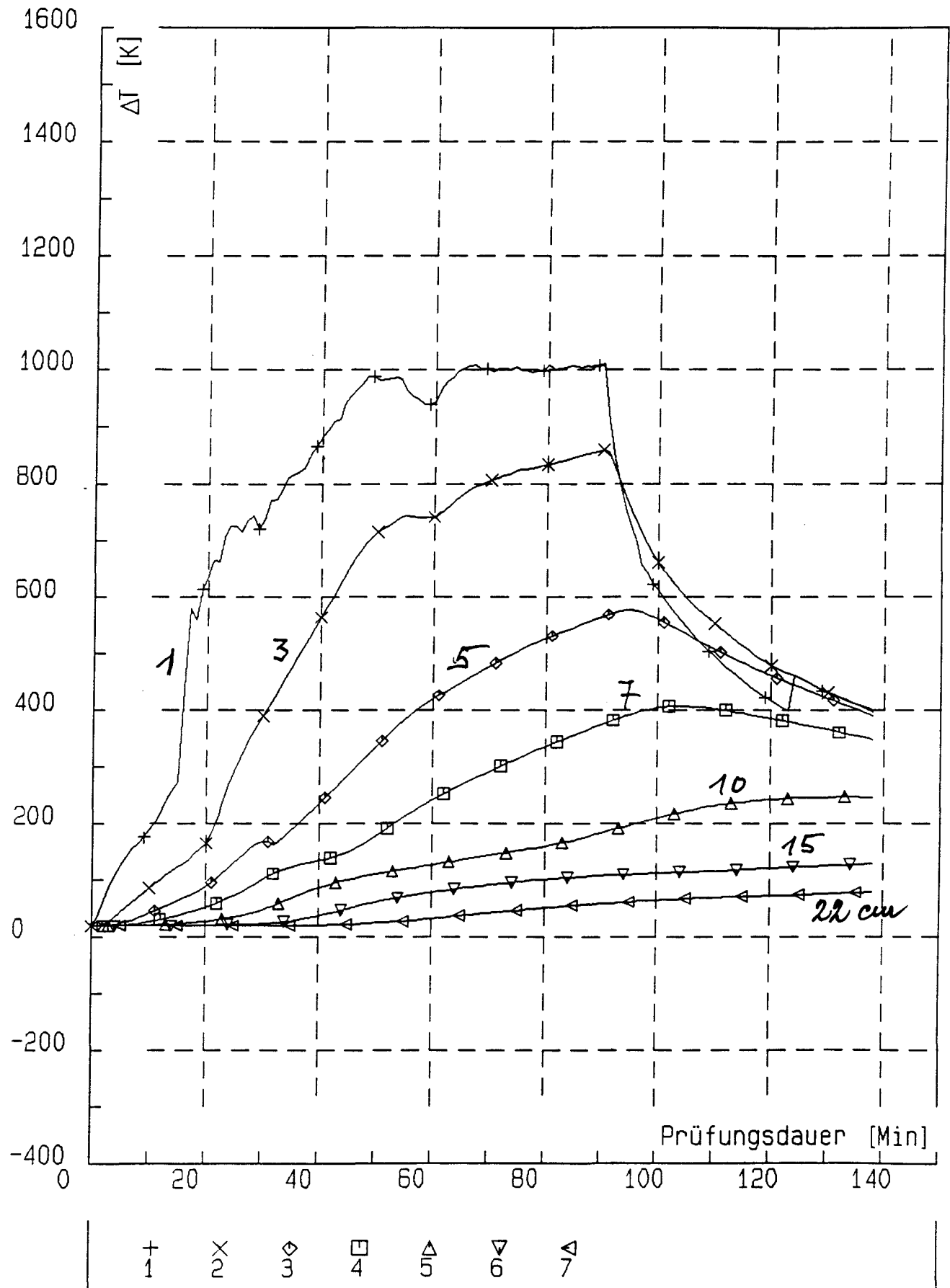


Bild 1.6a: Betontemperaturen im Querschnitt

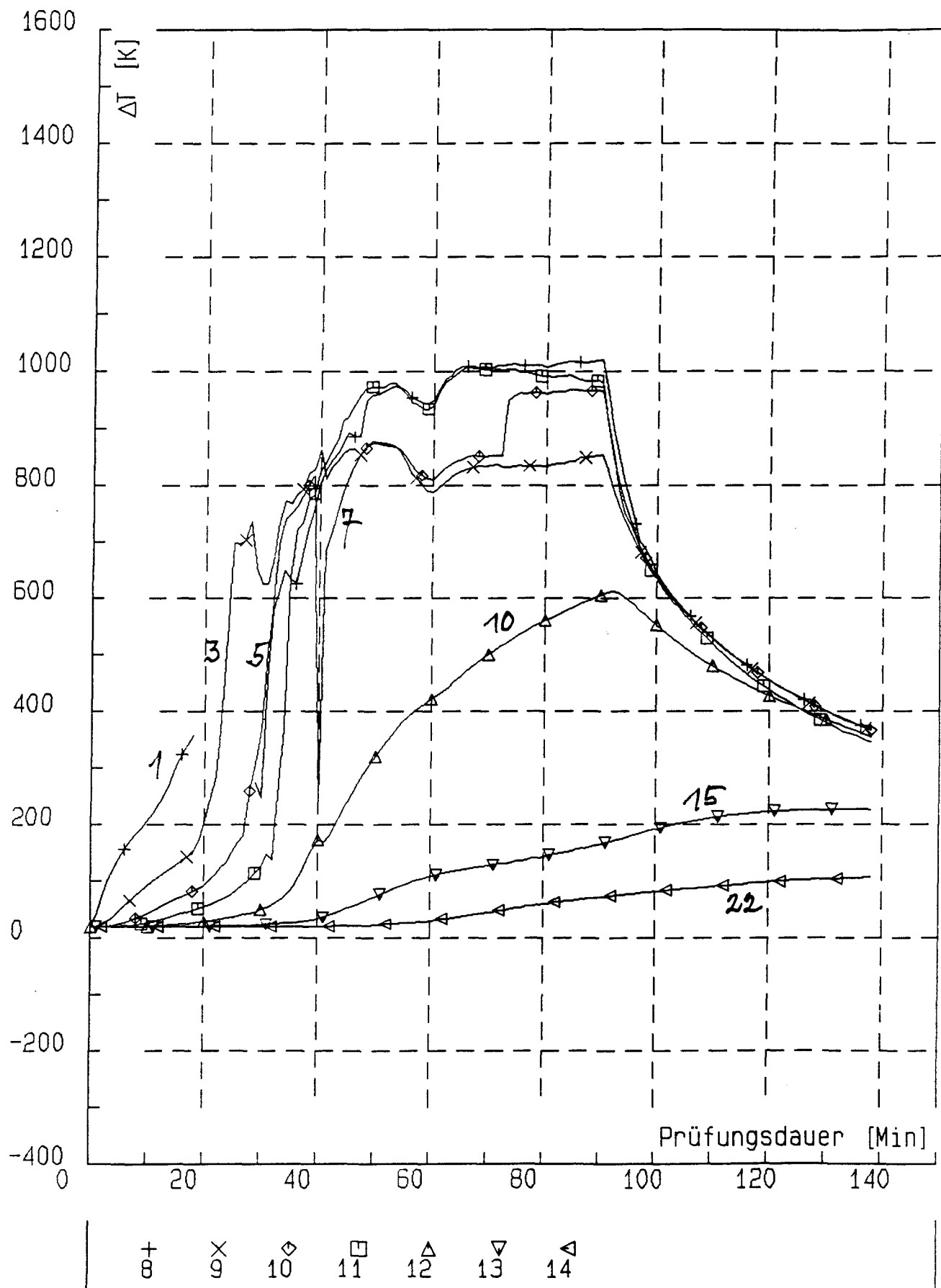


Bild 1.6b: Temperaturen im Querschnitt

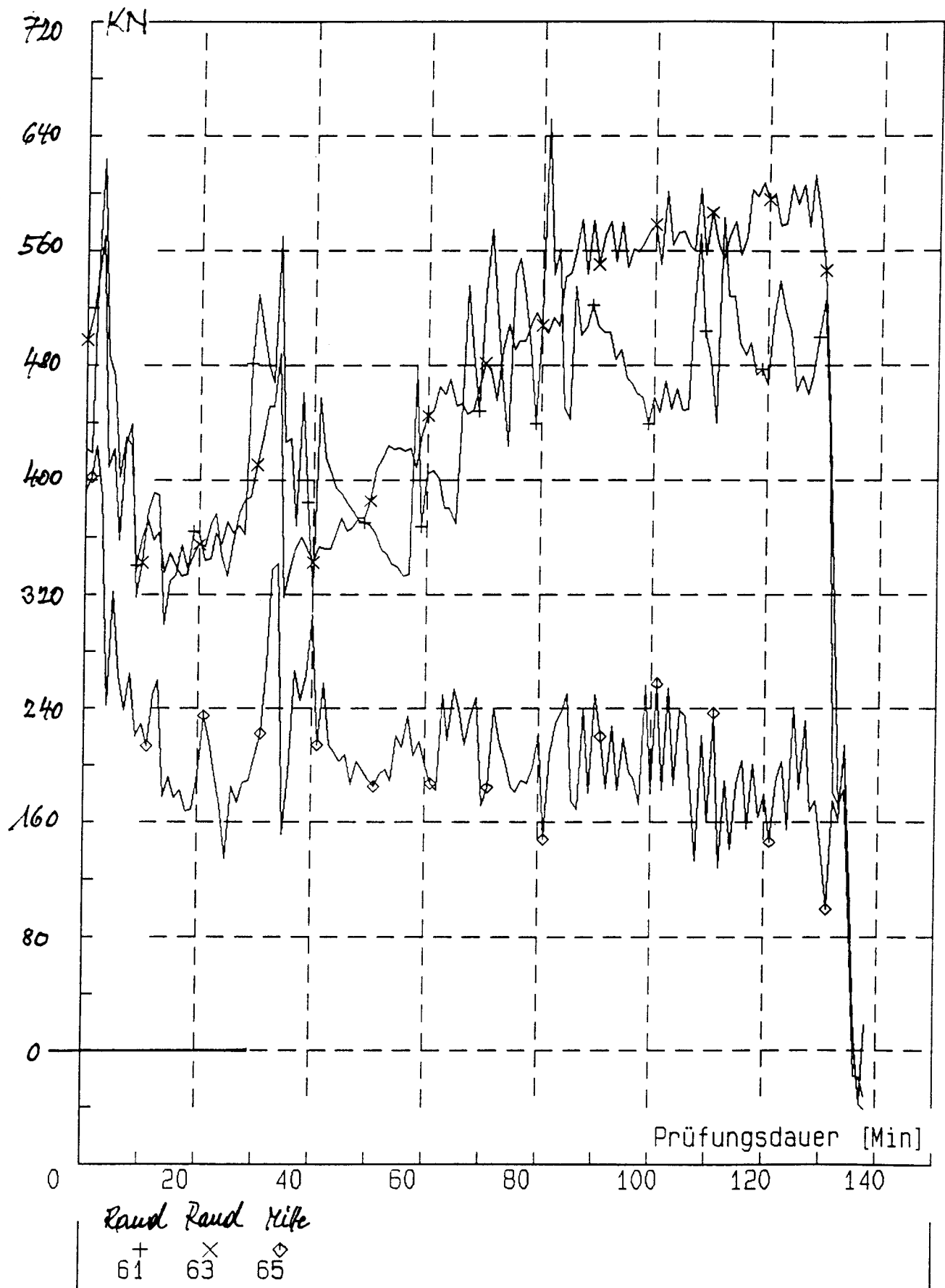


Bild 1.7: Kräfte der Horizontalpressen H

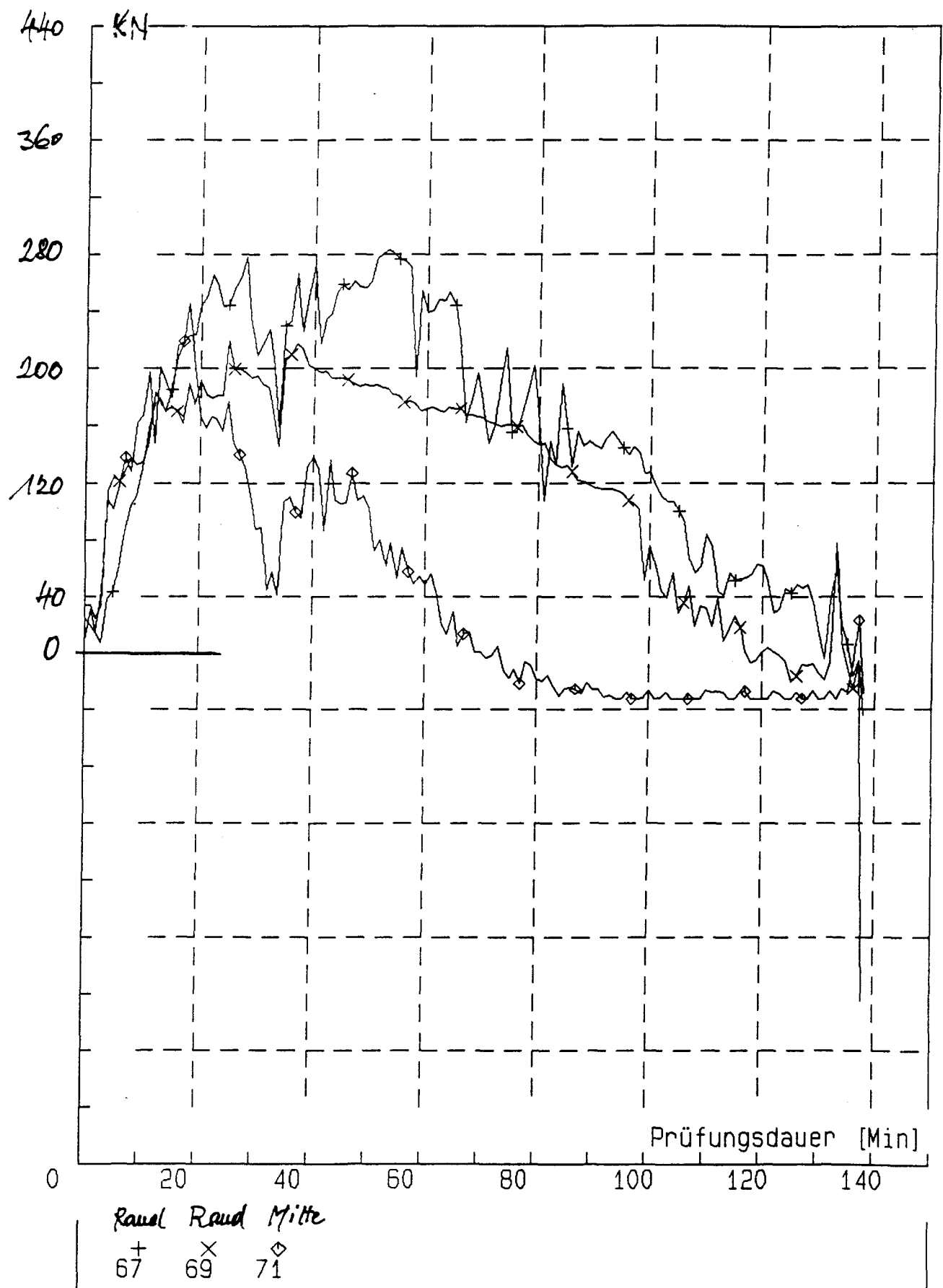


Bild 1.8: Kräfte der Horizontalpressen H'

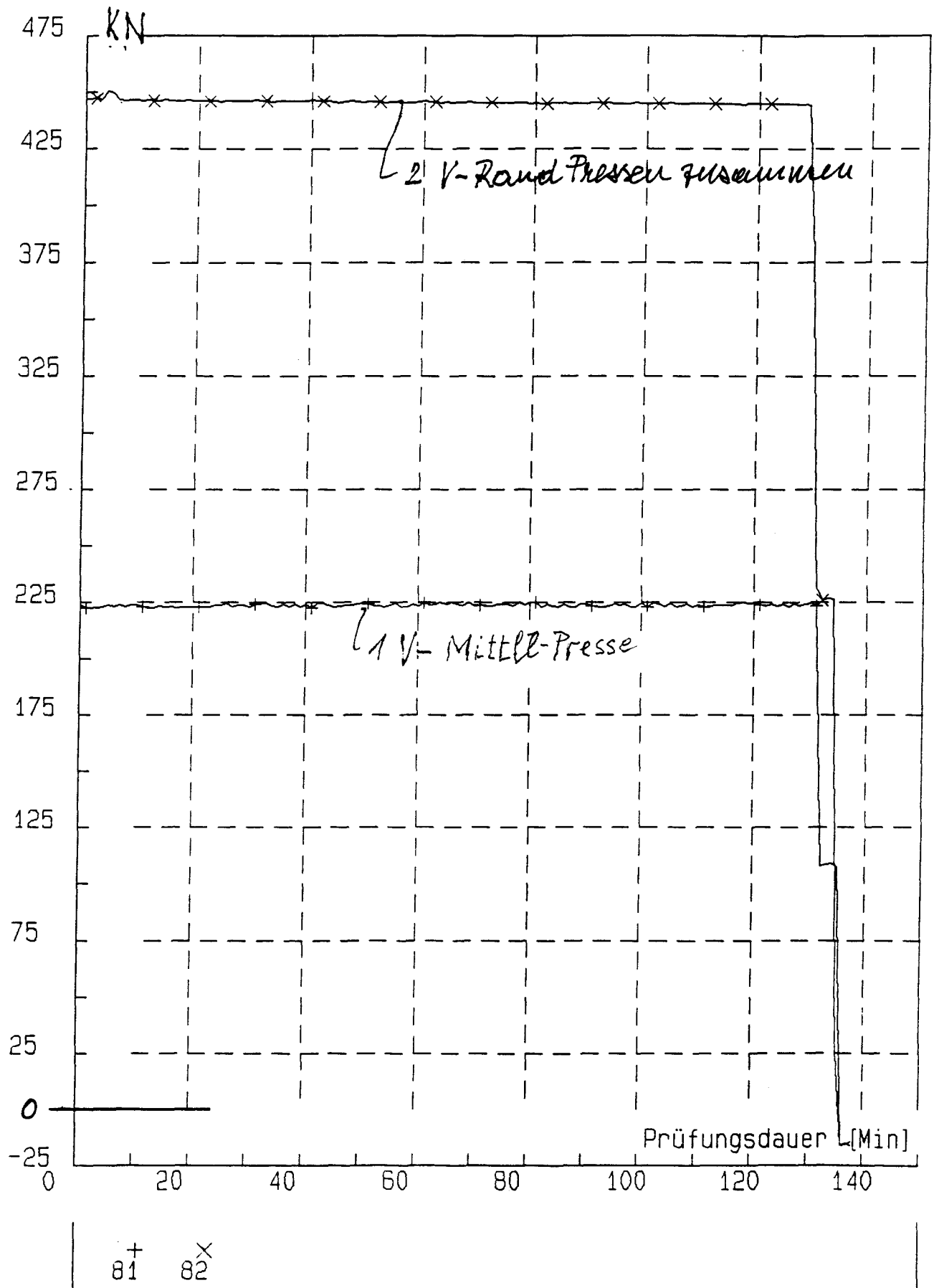


Bild 1.9: Kräfte der Vertikalpressen V

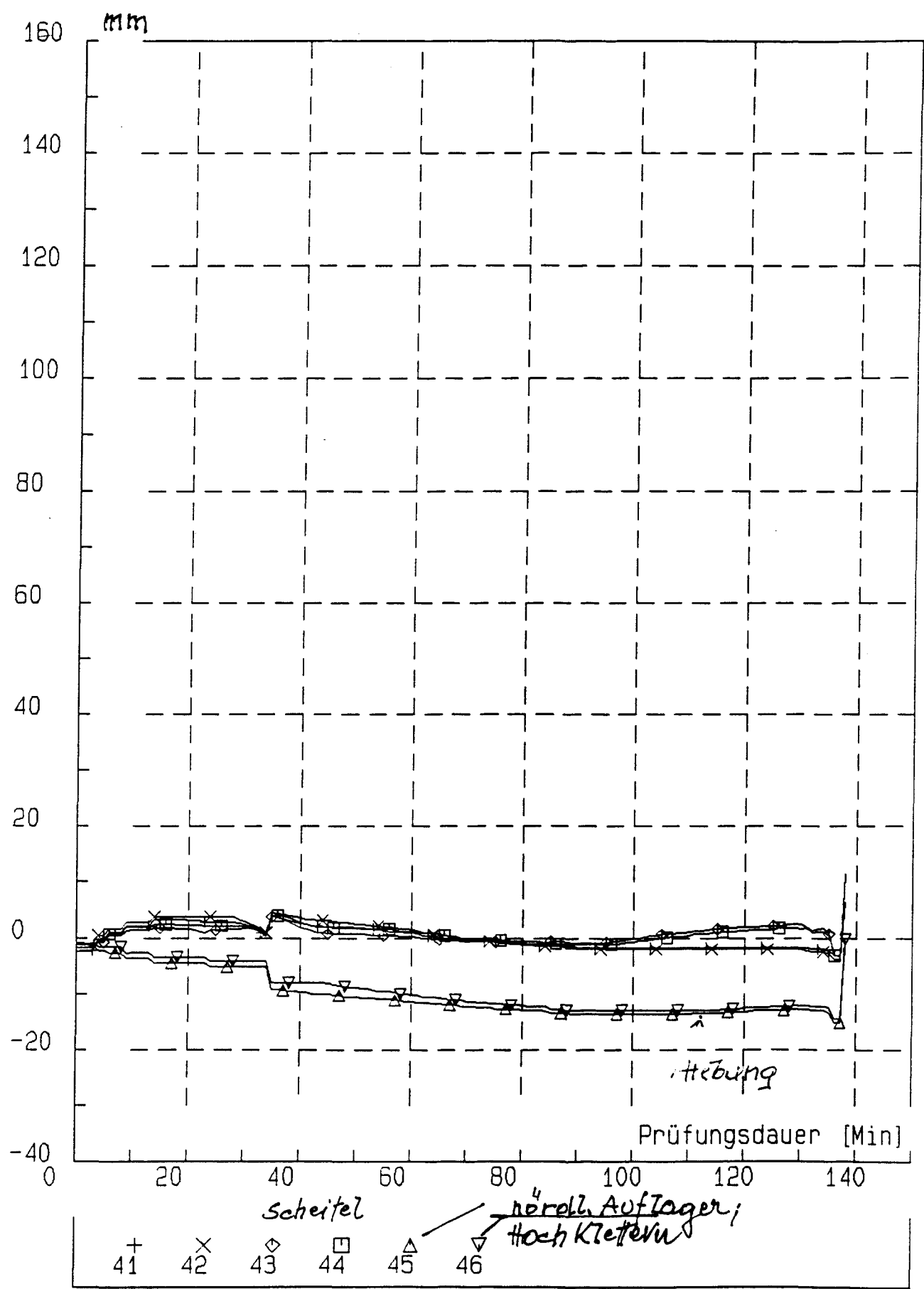


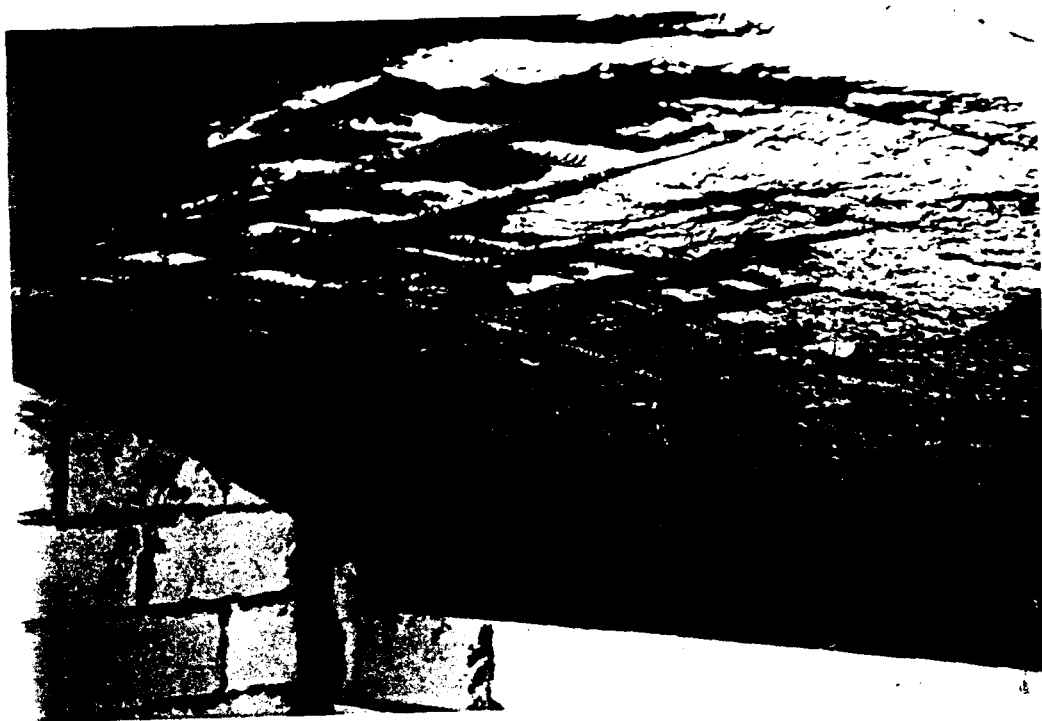
Bild 1.10: Ergebnisse der Durchbiegungsmessung



Bilder 1.11: Einzelheiten der Bewehrungsführung im Auflagerbereich



Bilder 1.12: Ausbildung und
Anordnung der Thermoleitern



Bilder 1.13: Gewölbe 1, Risse und Wasseraustritte an der Oberseite,
Abplatzungen der Unterseite

2. Gewölbe 2

2.1 Überblick

Gewölbe 2 wurde als Sonderausführung konzipiert: Unbewehrter Beton, 24 cm dick, wurde durch Kopfbolzen mit einem 7 mm dicken Stahlblech verbunden (Bild 2.3). Aus Transportgründen wurde nahe der Oberseite eine Q 377 angeordnet. Die Herstellung des Versuchskörpers erfolgte am 05.02.1991, der Brandversuch am 27.03.1991 in einem Betonalter von 50 Tagen. Der Versuchskörper wurde bis zum Prüfzeitpunkt feucht gehalten.

Weitere Angaben über Mischungsverhältnis und Festigkeiten sind in der folgenden Tabelle Bild 2.1 zusammengefaßt. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsergebnisse wird in Tabelle 2.2 vorgelegt.

Tabelle Bild 2.1 Gewölbe 2 - Baustoffdaten
Herstellungstag: 05.02.1991; Brandversuch: 27.03.1991;
Betalter: 50 Tage

Betonrezeptur (kg/m ³)		Ausbreitmaß: 43 cm	
Zement	PZ 45	265 kg	
EFA-Füller	-	60 kg	
Zuschlag 0/2		~ 718 kg	
2/8		~ 466 kg	
8/16		~ 658 kg	
Wasser	W/Z = 0,75	280 l	
Luftporengehalt		~ 5,3 %	
Druckfestigkeit: Würfel 150/150	7 Tage	20,0 N/mm ²	
	28 Tage	31,0 N/mm ²	
	am Tage des Brandversuchs	29,2 N/mm ²	
Spaltzugfestigkeit	am Tage des Brandversuchs	1,96 N/mm ²	
E-Modul	am Tage des Brandversuchs	23,8 · 10 ³ N/mm ²	

Eigenfeuchte i.M. 6,6 Gew.-%, bezogen auf das Trockengewicht.

Bewehrung: oben: Q 377 BSt 500/550
(vgl. Bild 2.3) unten: Stahlblech St 52.3, d = 7,0 mm

Kopfbolzen 6 Stck/m², ø 16, Länge 160 mm
Hubzündschweißung "Nelson"

Tabelle Bild 2.2: Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsdaten - Gewölbe 2

Temp.- stufe	Versuchs- dauer	Heißgas- Tempera- tur	Soll- Temp. ETK	Betontemperatur			Horizontalkräfte			Beton- spannungen	Durchbiegung		Vertikal- kräfte (*)	Beobachtungen
				Unter- seite	Mitte	Ober- seite	H _{Mitte}	H _{Rand}	H'		Scheitel	1/3 Pkt.		
	min	°C	°C	°C 1)	°C	°C	kN	kN	kN	MN/m²	mm	mm	kN	
1	0 (11.38)	15	20	15	15	15	~ 200	200	0	0,84	0	0	120	-
2	2 (11.40)	~200	~200	50	20	15	300	300	0	1,35	0	0	120	3 feine Risse Ober- seite im Scheitel- bereich
3	10 (11.48)	600	680	170	50	15	270	300	0	1,20	- 38	- 7	135	Scheitelriß bis zu 20 mm offen
4	15 (11.53)	659	710	~ 250	70	15	300	320 2)	0	1,31	- 58	- 10	135	Scheitelriß \geq 20 mm
5	20 (11.58)	780	780	~ 250	70	20	300	300	0	1,35	- 35	- 5	135	Scheitelriß ~ 15 mm
6	70	~50	-	~	50	20	~ 0	0	0	0	- 15	- 3	0	-

Hebung (-); Senkung (+)

Stahltemperatur nach 15 min: Unterseite ~ 400 °C siehe Bild 2.5
Oberseite ~ 400 °C

*) je V-Pressse $\rightarrow 0,06 \text{ MN/m}^2 \text{ GF}$

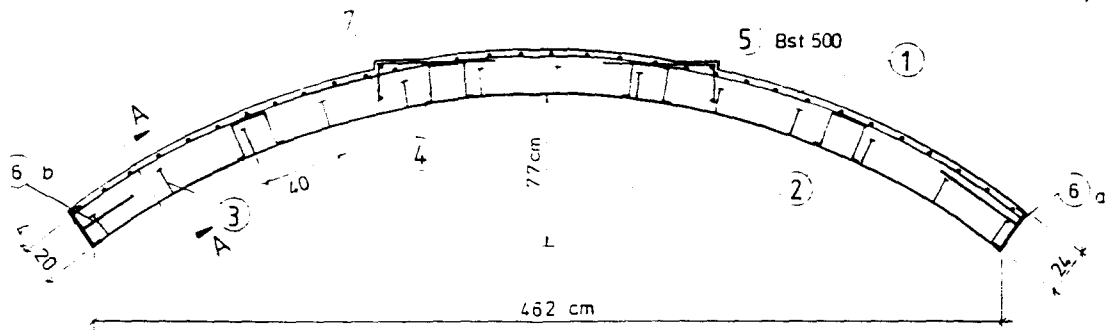
1) 1 cm über Oberfläche Stahlplatte

2) Stahlspannung ohne Berücksichtigung des stark gerissenen Betons:
 $\sigma_s = 0,32/0,007 = 45,7 \text{ MN/m}^2$

Tunnelauskleidung

Stahlblech + KOPFBOLZEN

Versuchskörper 2



3) Kopfbolzen $\phi 16$ LG 150 mm
versetzt, 6 Stk je m^2

4) Abstandsbocke $\phi 6-8$, 25 Stk



1) BstG 0 377 2 Matten 5,00/2,15

2) Stahlblech St 52.3
d = 7 mm

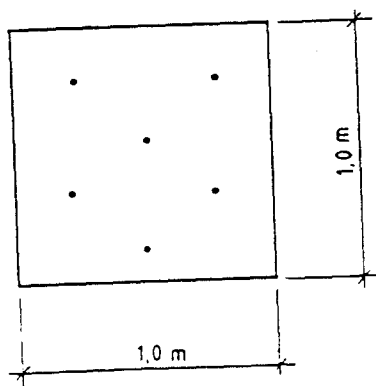
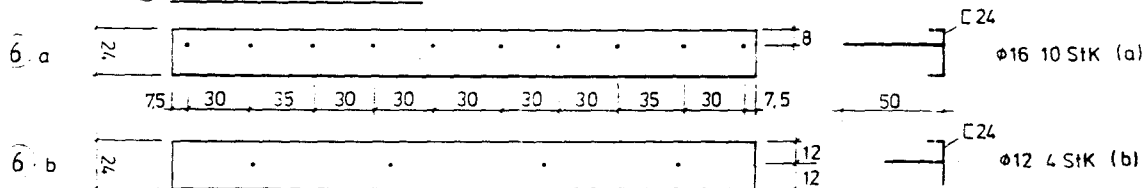
5) $42 \phi 10$, s = 15 cm

7) Zusatzbewehrung $4 \phi 6$ Lg 3000 mm

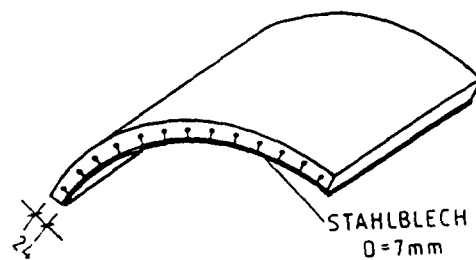
Schnitt A-A



6) Anschlussbewehrung



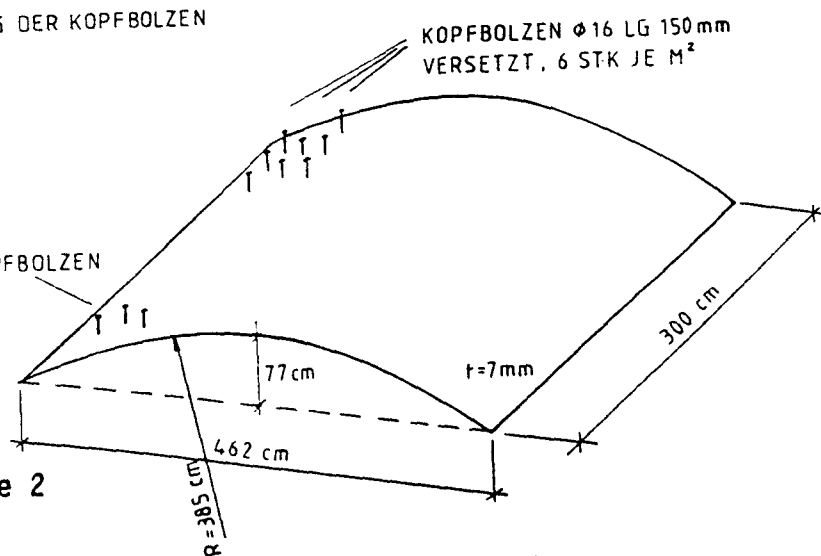
ANORONUNG DER KOPFBOLZEN



FERTIGER VERSUCHSKÖRPER
MIT 24 CM BETONSCHALE

KOPFBOLZEN $\phi 16$ LG 150 mm
VERSETZT, 6 STK JE m^2

KOPFBOLZEN



KREISBOGEN STICH 77 cm

Bild 2.3: Querschnitt und

Kopfbolzenanordnung für Gewölbe 2

2.2 Einzelheiten zum Versuchsablauf

2.2.1 Temperaturstufen

Die ETK fordert unter Einbeziehung einer Ausgangstemperatur von 20 °C folgende Temperaturen:

Min.	Soll °C	erreicht wurden °C
10	680	600
20	780	780

Der Versuch wurde nach 20 Minuten abgebrochen.

Wie Bild 2.4 zeigt, konnten die Temperaturen nach ETK in den vorgewählten Zeitstufen vergleichsweise gut eingehalten werden, weil die Bauteil-Unterseite durch eine Stahlplatte gebildet wurde und keine Abplatzungen störten.

2.2.2 Temperaturmessung

Die im Betonquerschnitt gemessenen Temperaturen zeigt Bild 2.5; da keine Abplatzungen auftraten, sind die an insgesamt vier Punkten gemessenen Temperaturverläufe nahezu identisch.

Die am Stahlblech gemessenen Temperaturen sind in Bild 2.6 wiedergegeben; die Temperaturen an der Oberseite des Stahlblechs an der Trennfläche zum Beton wurden mit rd. 400 °C festgestellt. Die Temperaturen an der Unterseite des Stahlblechs, also dem unmittelbaren Brandangriff ausgesetzt, sind wegen Versagens der Thermoelemente nicht mehr eindeutig feststellbar. Aufgrund von Versuchserfahrungen und vergleichbaren Versuchskörpern ist anzunehmen, daß die Temperaturen an der Stahlblech-Unterseite etwa 200 °C niedriger ausfielen als die maximalen Heißgastemperaturen von etwa 700 °C.

2.2.3 Horizontal-Pressenlasten

Bild 2.7 zeigt die von den Horizontalpressen H abgegebenen Kräfte, um Horizontalverschiebungen zu verhindern. Der Kraftverlauf während des etwa 20 Minuten währenden Versuches ist sehr ungleichmäßig, zeigt jedoch kaum Unterschiede zwischen den beiden Randpressen und der Mittelpresse.

Bild 2.8 zeigt die von den Horizontalpressen H' abgegebenen Lasten; sie sind mit 0 angegeben. Dies entspricht der Tatsache, daß sich der Versuchskörper während des Versuchs sehr stark nach oben durchbog, so daß die Horizontalpressen H' nicht eingreifen konnten, um die Rotationen der Versuchskörperenden zu verhindern.

2.2.4 Vertikal-Pressenlasten

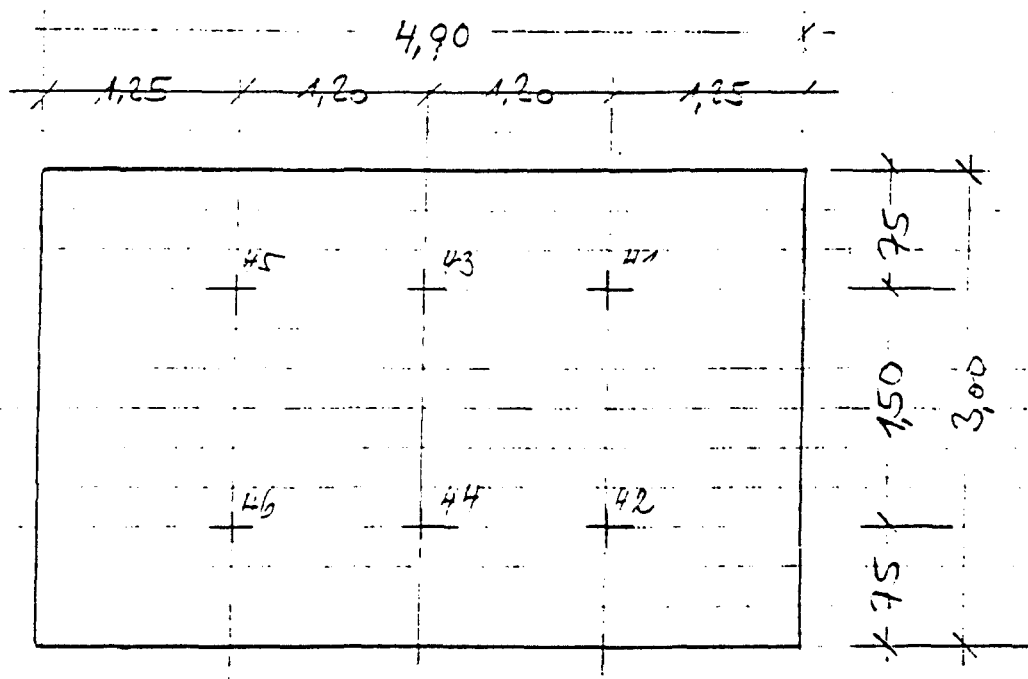
Bild 2.9 zeigt die Lasten der Vertikalpressen. Bezogen auf die Kraft jeder einzelnen Vertikalpresse, sind die gemessenen Pressenkräfte praktisch identisch. Die Summe der Vertikalkräfte und die Summe der Horizontalkräfte stimmen gut mit der statischen Analyse des Versuchskörpers überein, wie die Tabelle in Abschn. 0.7.2 zeigt:

$$\Sigma P = 2 \times 135 = 270 \text{ kN/m}$$

$$H = 300 \text{ kN/m}$$

2.2.5 Durchbiegungen

Die Durchbiegungen wurden an sechs Punkten gemessen (Bild 2.10):



Die Meßergebnisse zeigen, daß der Scheitel des Gewölbes sich rapide hob und nach 15 Versuchsminuten bereits rd. 58 mm Hebung aufwies. Gleichzeitig ergaben sich bis zu 15 mm breite Risse im Scheitelbereich und eine größere Anzahl weiterer Risse mit geringerer Weite im Bereich der Drittelpunkte. Auch ein Schubriß nahe dem Auflager wurde festgestellt. Diese Erscheinungen führten zum Abbruch des Versuchs.

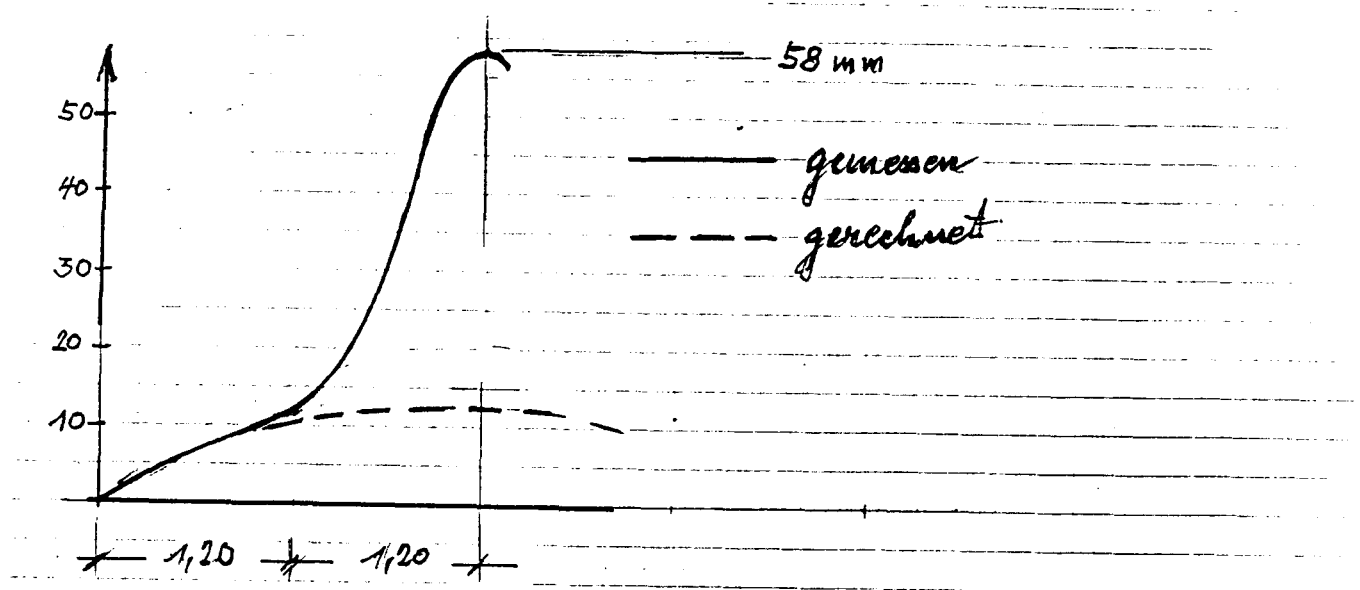
2.2.6 Rechnerische Erläuterungen zum Versuchsablauf

Das unerwartet rasche Ansteigen der Scheitelhebungen konnte durch einen gezielten Eingriff der Vertikalpressen nicht verhindert werden; in den geplanten Zeitstufen stiegen die Scheitelhebungen weiter an, so daß praktisch keine Zeit blieb, durch Vergrößerung der Vertikal-Pressenlasten die ursprüngliche Gewölbeform wieder herzustellen. Eine Beschädigung der gesamten Versuchseinrichtung wurde befürchtet, weswegen dieser Versuch bereits nach 15 - 20 Minuten abgebrochen wurde. Da naturgemäß keine Abplatzungen eintreten konnten und der 24 cm dicke Gewölbebogen - von Rißbildungen angesehen - während des gesamten Versuchsablaufes für eine gezielte Auswertung zur Verfügung stand, wird nachfolgend versucht, den Versuchsablauf rechnerisch nachzuvollziehen.

Bei Versuchsende wurden die folgenden Meßdaten festgestellt:

Horizontalpressen	300 kN/m	
Vertikalpressen	135 kN je Presse	
Betontemperatur	unten 250 °C (1,0 cm über Stahlblech)	
	oben 15 °C	
	in der Mittelfläche 200 °C bei Linearisierung des Temperaturgradienten	
Stahltemperatur i.M.	400 °C	
Scheitelhebung	58 mm, in den 1/4-Punkten ~ 10 mm	
Betongüte	29,2	N/mm ² unter Normaltemperatur
E-Modul E_c	23,8 · 10 ³	N/mm ² unter Normaltemperatur
Spaltzugfestigkeit	1,95	N/mm ² unter Normaltemperatur

Eine graphische Darstellung der Biegefigur des Gewölbes zum Versuchsende zeigt die folgende Skizze:



Die Rechnung ergibt für eine Temperaturerhöhung in der Mittelfläche des Gewölbes von 200 °C eine Scheitelhebung von etwa 11,5 mm (vergl. Abschnitt 0.7.4).

Die überproportionalen Scheitelhebungen von 58 mm weisen auf ein Stabilitätsversagen der Verbundquerschnitte im Bereich zwischen den Vertikalpressen ($s_k \approx 2400$ mm) hin; St 52-3 in einer Dicke von 7 mm besitzt eine Mindest-Streckgrenze unter Normaltemperatur von 355 N/mm², die bei 400 °C auf etwa 75 % = 270 N/mm² absinkt. Ohne Mitwirkung des Betons betrug die Stahlspannung zu Versuchsende 45,7 N/mm², die Schlankheit des Bleches mit $s_k = 2400$ mm und $i = 2$ mm $\lambda \approx 1200$, so daß ein Stabilitätsversagen zu erwarten ist. Angesichts der groben Risse ist eine versteifende Wirkung des Betons bei einer Verformung "nach oben" zweifelhaft.

Eine zusätzliche Hebung des Scheitels infolge des Temperaturgradienten ist angesichts der groben Ribbildung wenig wahrscheinlich, außerdem zahlenmäßig unbedeutend (vergl. Abschn. 0.7.4).

2.2.7 Versuchsprotokoll (Auszug)

Versuchstag: 27.03.1991

Versuchskörper: Verbund Stahlplatte 6 - 7 mm mit Beton $h = 240$ mm, schubfeste Verbindung durch Kopfbolzen.

Branddauer (min)	Beobachtungen
1	Kurz hintereinander dreimal dumpfe, harte Knallgeräusche. Versuchskörper liegt unverändert an den Auflagern, d.h. keine Verschiebung nach oben. Zwischen den Auflagerbänken für die vertikalen Pressen haben sich drei feine Risse gebildet, die über die gesamte Breite des Versuchskörpers laufen.
2	Auf der feuerabgekehrten Oberfläche hat sich ein Riß im Scheitel (halbe Spannweite) über die gesamte Breite des Versuchskörpers gebildet.
5	Der Riß auf der feuerabgekehrten Oberfläche weitet sich keilförmig auf: Rißbreite an der Oberfläche ca. 10 mm.
10	Rißbreite im Scheitel jetzt ca. 15 - 20 mm. Wasseraustritte. Scheitelhebung wächst rasch.
15	Brenner aus. Belastung unverändert. Hebung bleibt bei 58 mm stehen.
16	Am nördlichen Auflager verläuft ein Schubriß über die Höhe des Versuchskörpers vom Ende des oberen Flansches des U-Profils unter ca. 45 Grad zur Unterseite des Versuchskörpers. Versagen des Versuchskörpers wird befürchtet. Scheitelhebung rückläufig.

2.2.8 Zusammenfassung

Die rasche Erwärmung der dem Feuer zugekehrten, ungeschützten Stahlplatte führt zu erheblichen Dehnungsdifferenzen gegenüber dem Aufbeton, der schon nach wenigen Minuten der Brandbeanspruchung kräftige Risse zeigt. Zugleich stellen sich erhebliche Scheitelhebungen ein, deren Behinderung entsprechend große Pressungen in Gewölberichtung und Drücken gegen das anstehende Gebirge erwarten läßt. Die überproportionalen Scheitelhebungen deuten auf ein Stabilitätsversagen hin.

Die Fotos 2.11 bis 2.13 geben einen Eindruck vom Versuchsablauf.

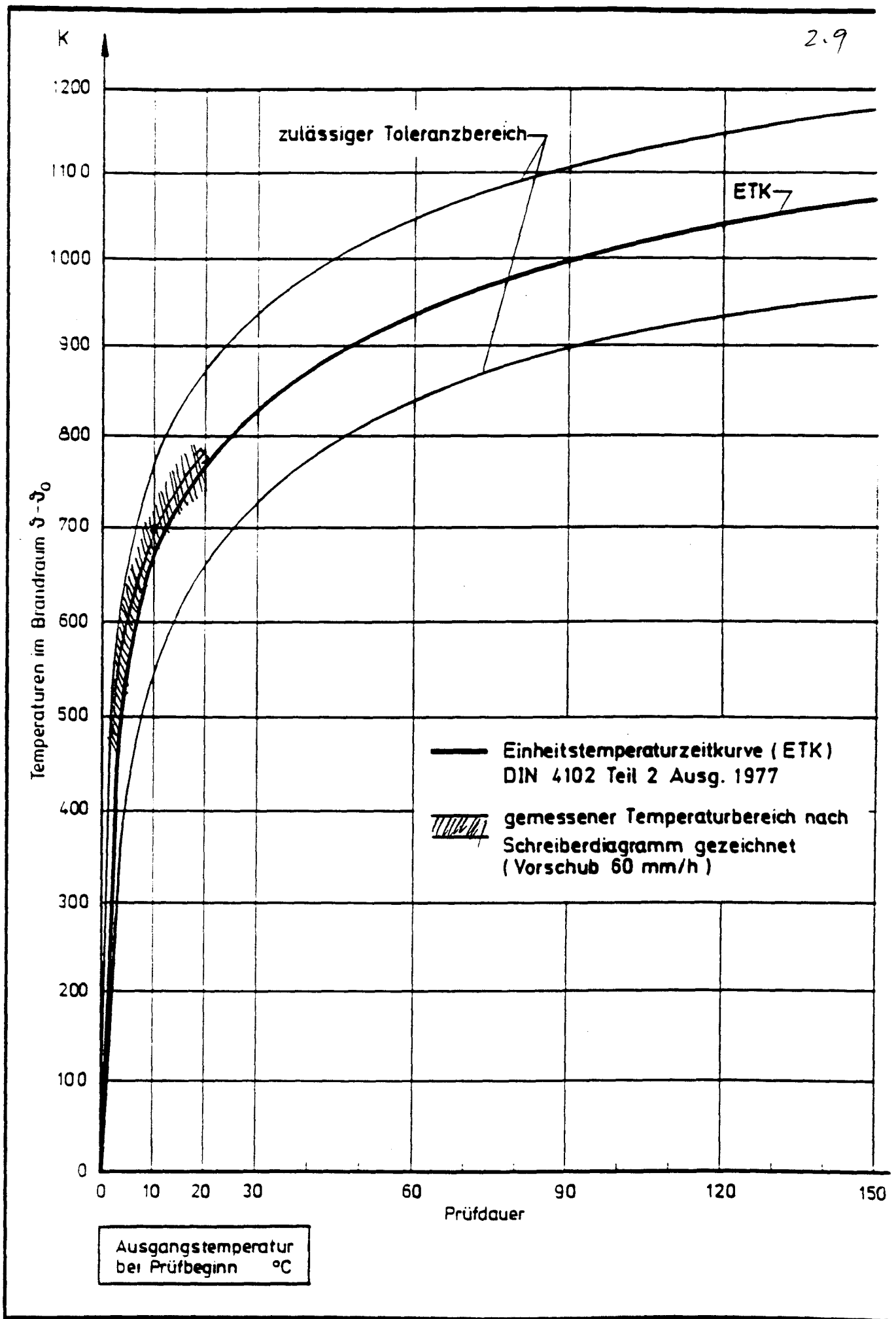


Bild 2.4: Gewölbe 2, Temperaturen im Brandraum

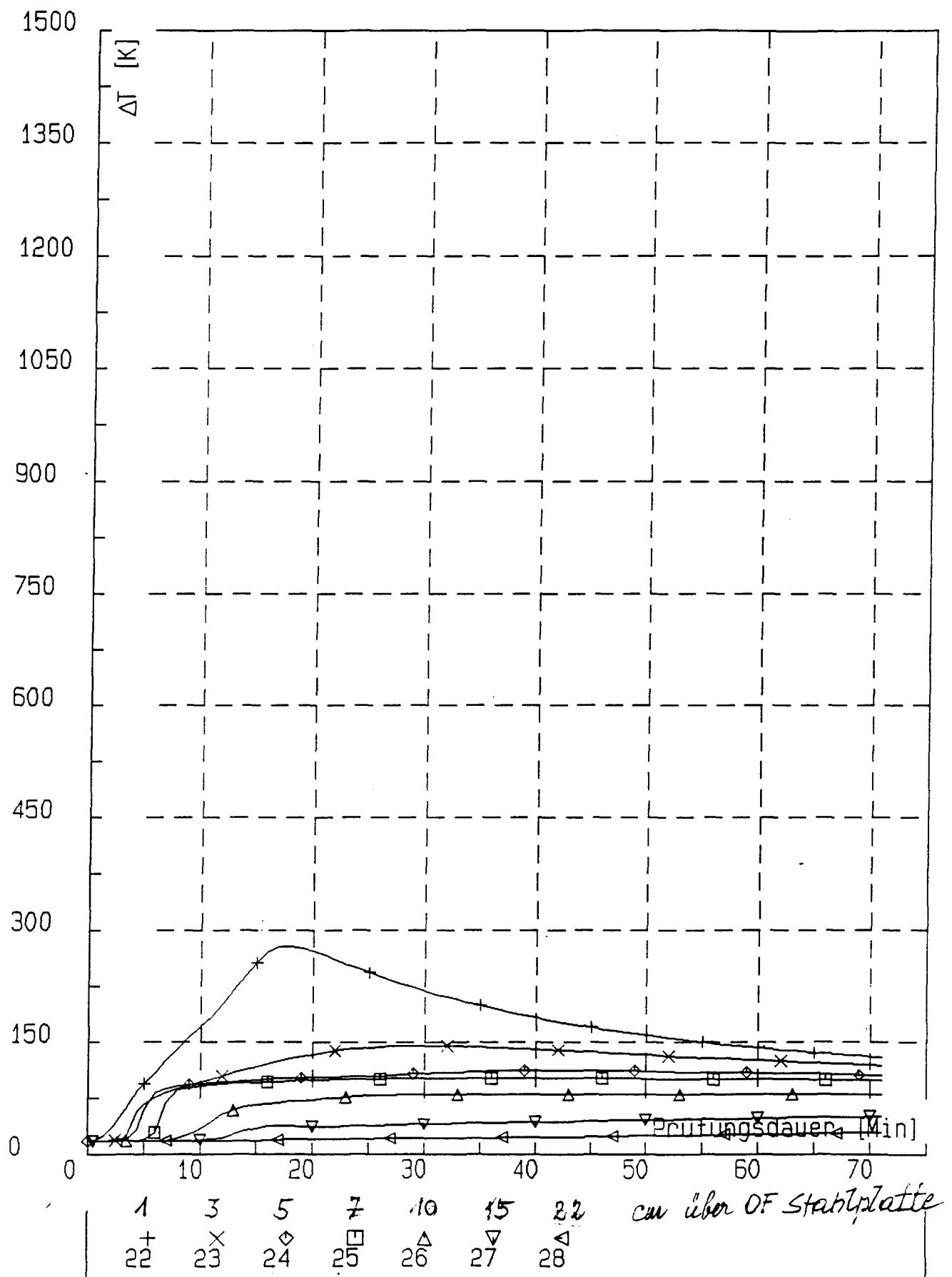


Bild 2.5: Betontemperaturen im Querschnitt

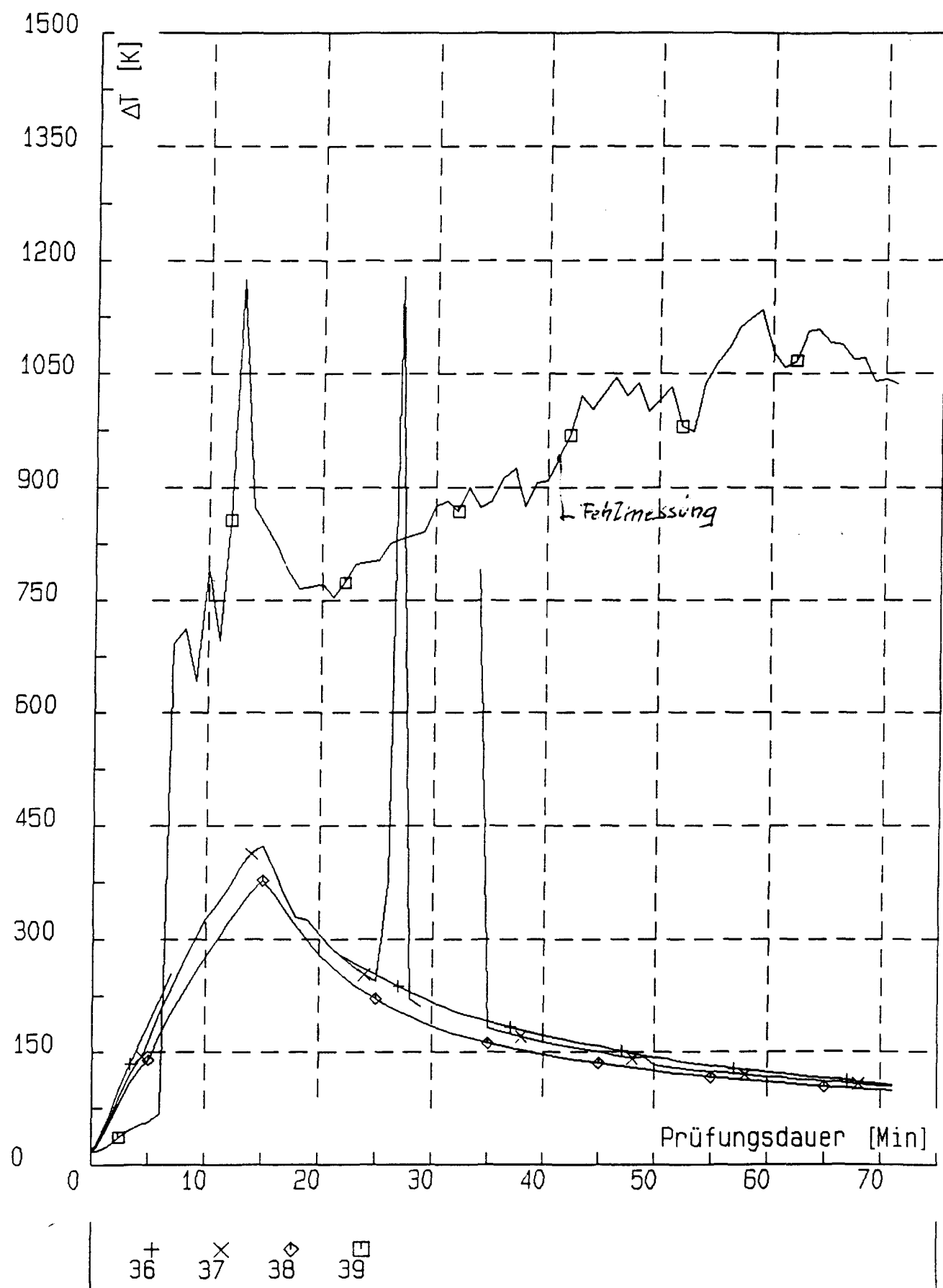


Bild 2.6: Temperaturen der Stahlplatte

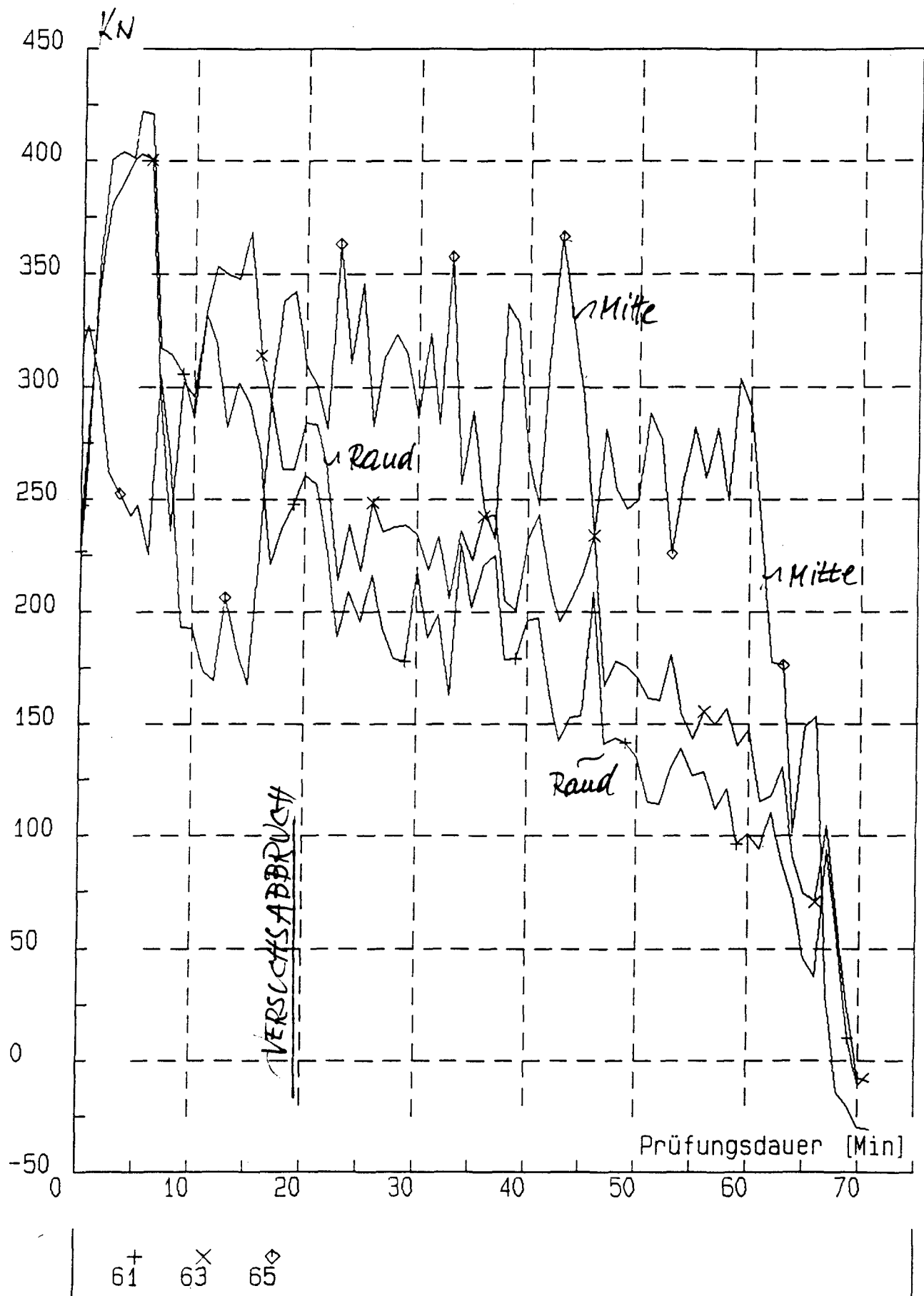


Bild 2.7: Kräfte der Horizontalpressen H

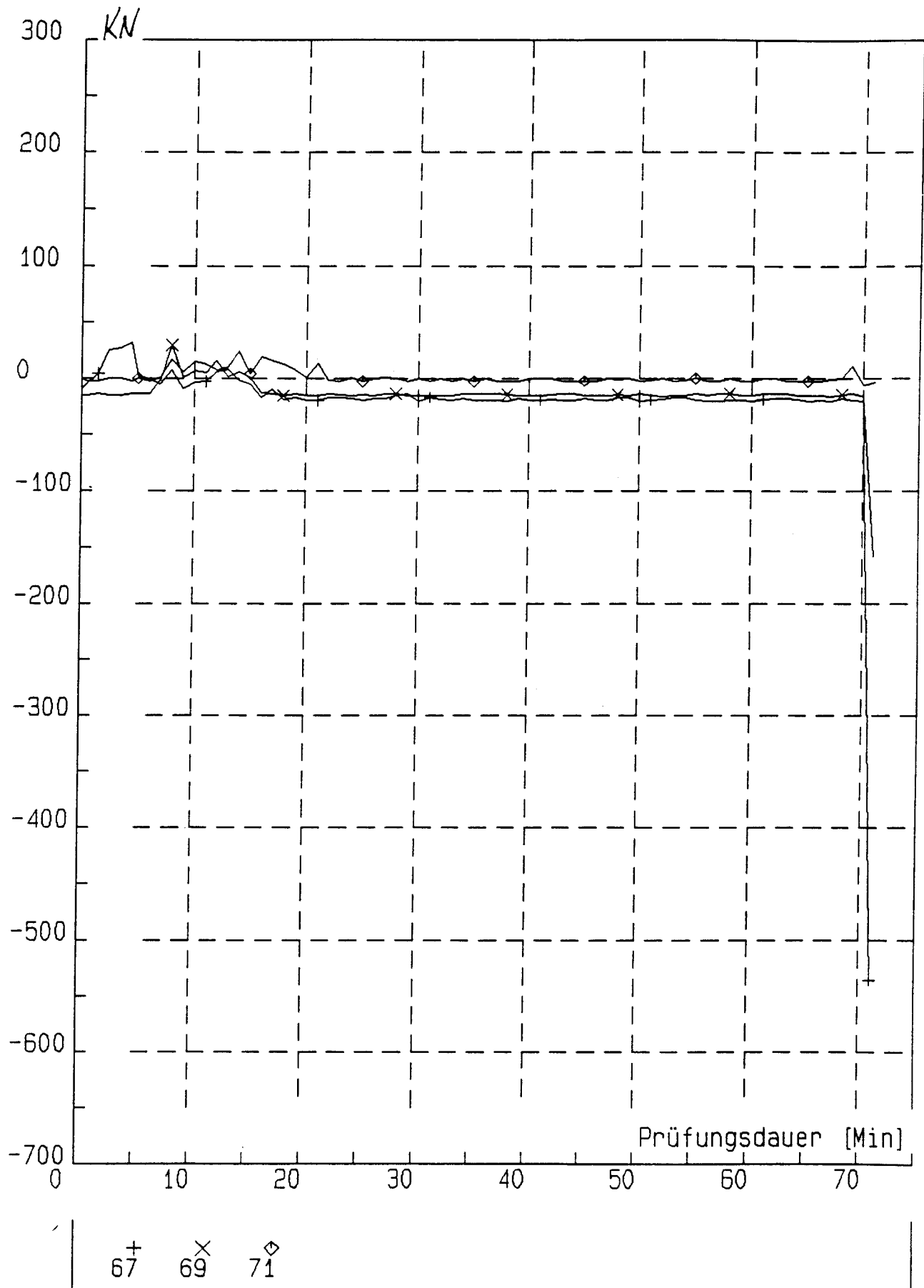


Bild 2.8: Kräfte der Horizontalpressen H'

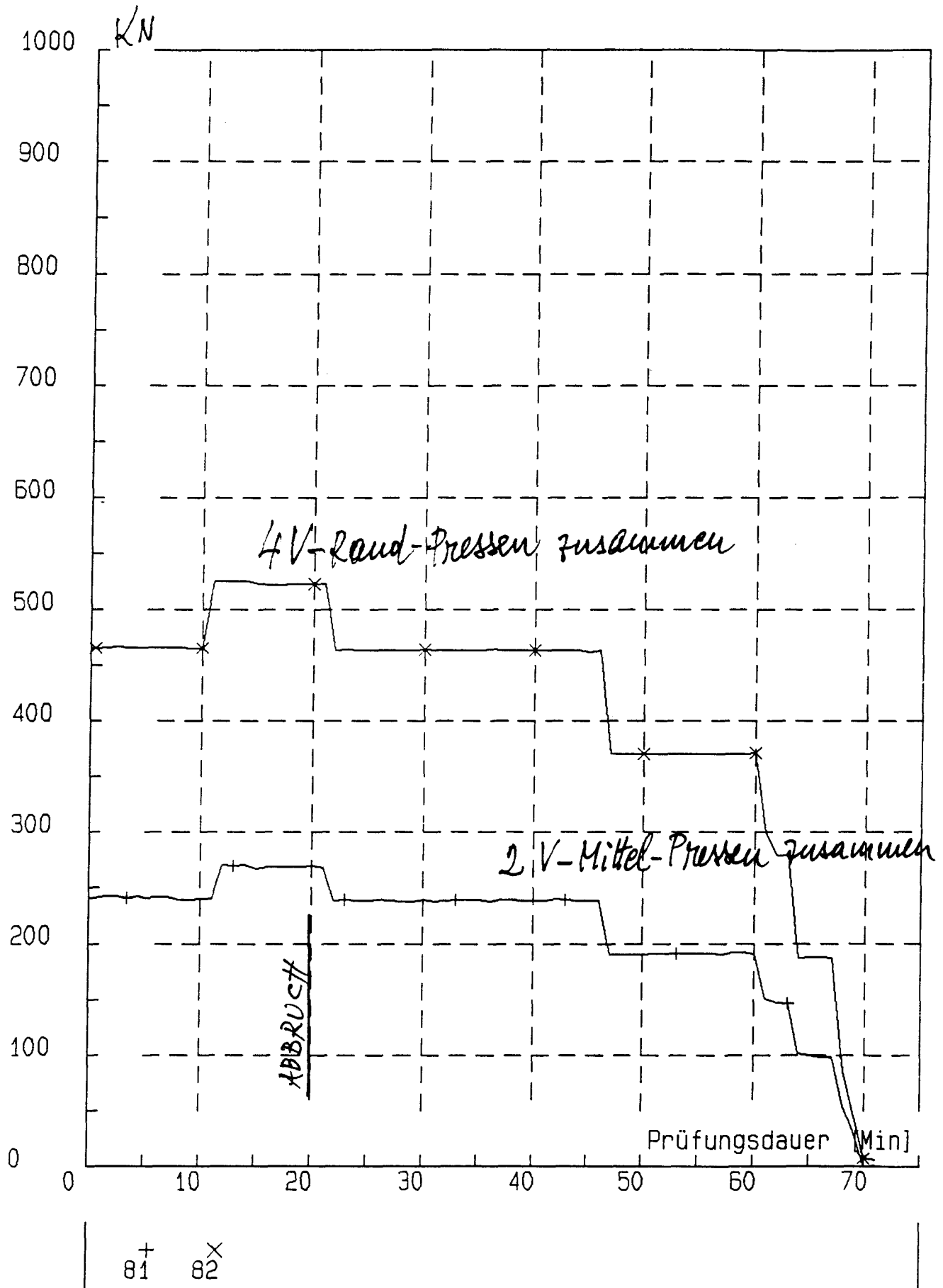


Bild 2.9: Kräfte der Vertikalpressen V

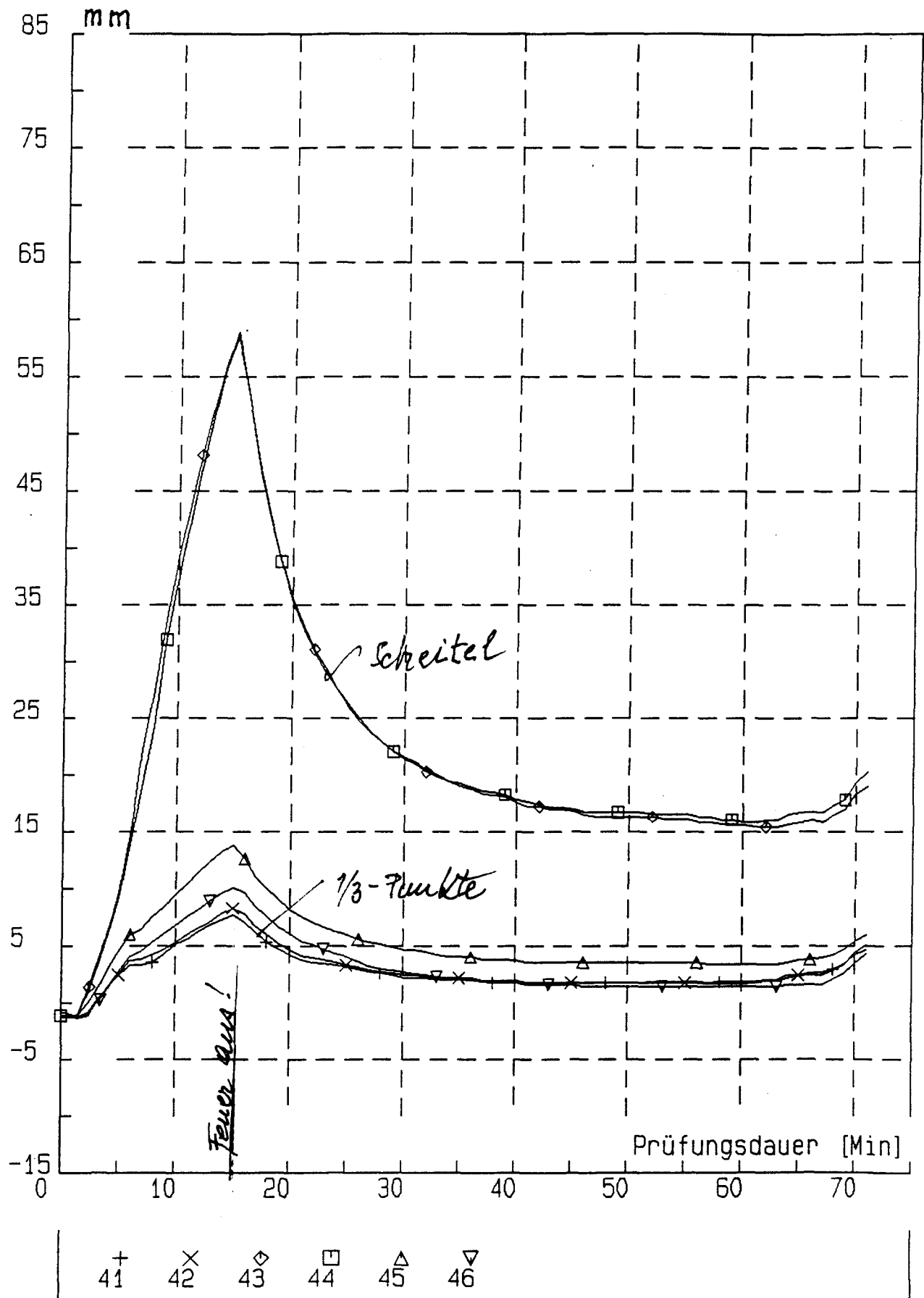


Bild 2.10: Durchbiegungen im Scheitel

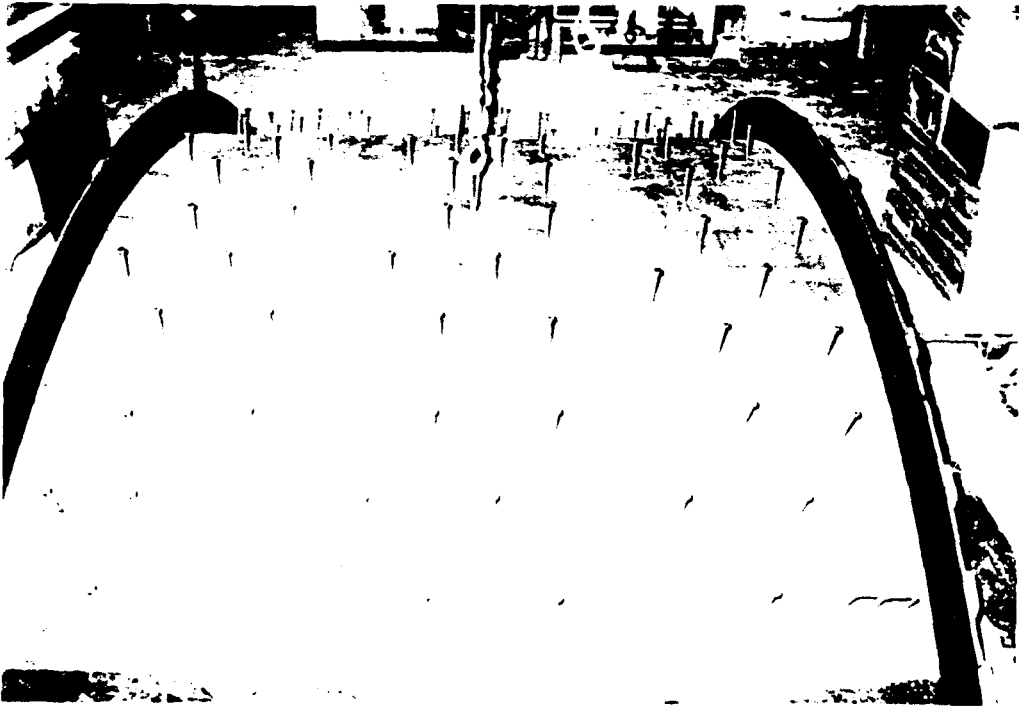
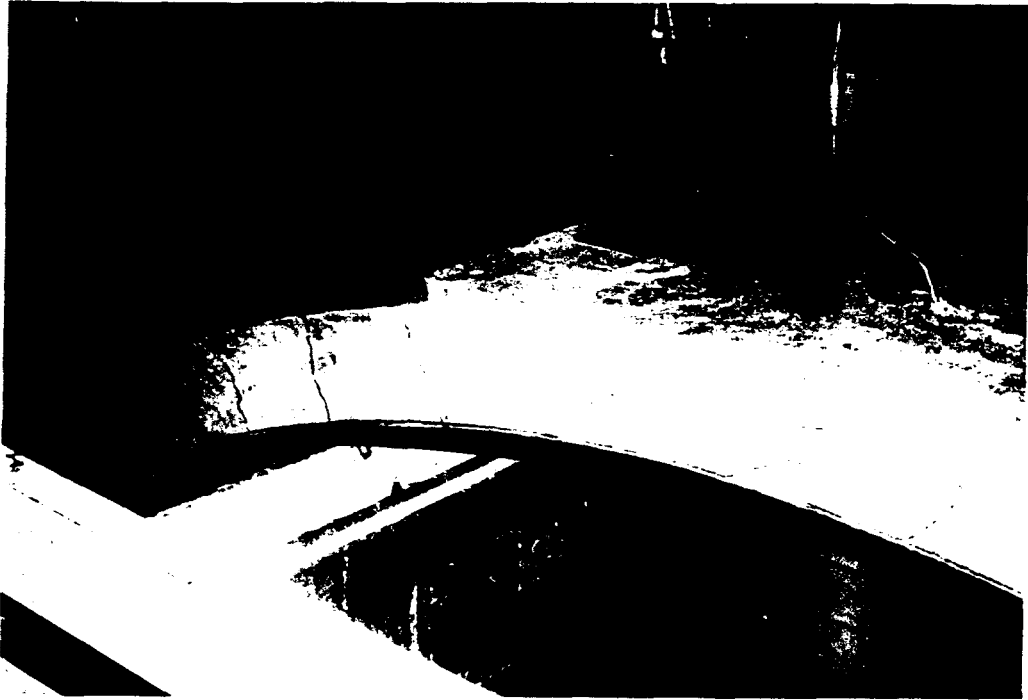


Bild 2.11: Anordnung der Kopfbolzen auf der Stahlplatte



Bild 2.12: Wasseraustritte an der Gewölbeoberseite



Bilder 2.13: Rißbildungen am Ende des Brandversuchs von Gewölbe 2

3. Gewölbe 3

3.1 Überblick

Gewölbe 3 wurde als "Ausführung aus unbewehrtem Normalbeton" konzipiert und erhielt demzufolge nur eine oben liegende, schwache Transportbewehrung (Bild 9). Die Herstellung des Versuchskörpers erfolgte am 17.02.1992, der Brandversuch am 05.03.1992 in einem Betonalter von 17 Tagen. Konzeptgemäß besaß der Beton eine Eigenfeuchte von i.M. 5.1 Gew.-%, bezogen auf das Trockengewicht.

Weitere Angaben über Mischungsverhältnis und Festigkeiten sind in der folgenden Tabelle 3.1 zusammengefaßt. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsergebnisse wird in Tabelle 3.2 vorgelegt.

Tabelle Bild 3.1: Gewölbe 3 - Baustoffdaten

Herstellungstag: 17.02.1992; Brandversuch 05.03.1992
Betonalter: 17 Tage

Betonrezeptur (kg/m³)	Ausbreitmaß: 34 cm	
Zement ("Anneliese")	PZ 45	360 kg
Füller	-	-
Stahlfasern	-	-
Zuschlag 0/2		~ 720 kg
2/8		~ 540 kg
8/16		~ 485 kg
Wasser	W/Z = 0,5	180 l
Fließmittel	-	-
Druckfestigkeit: Würfel 150/150	7 Tage	50,0 N/mm²
	21 Tage	58,5 N/mm²
	28 Tage	64,0 N/mm²
Zylinder 150/300	21 Tage	48,6 N/mm²
Spaltzugfestigkeit	21 Tage	3,58 N/mm²
E-Modul	21 Tage	27,7 · 10³ N/mm²

Verteilung der Eigenfeuchte, von der Unterseite aus in 6 cm dicken Schichten:
4.89/5,29/5,40/4,85 Gew.-%, bezogen auf das Trockengewicht

Bewehrung: Q 377 BSt 500/550
Rippen-Stabstahl ø 8 und ø 10 BSt 500/550

Tabelle Bild 3.2: Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsdaten - Gewölbe 3

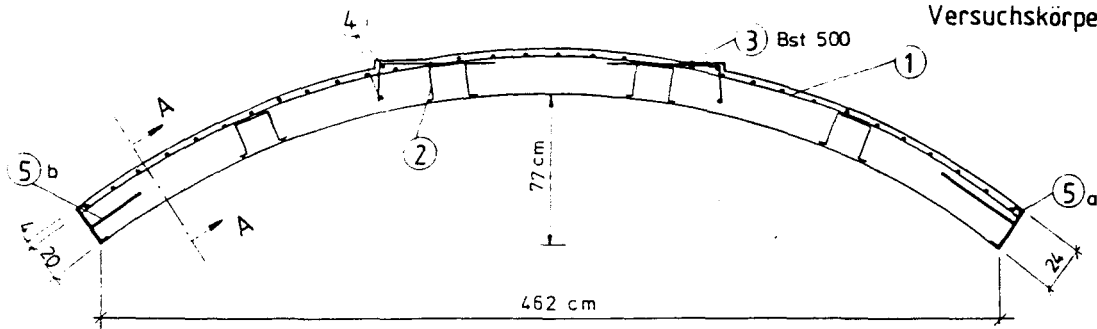
Temp. stufe	Vers. dauer	Heißgas-tempera-tur	entspr. ETK	Betontemperatur			H		H'		ΣH		Restquerschn.		Betonspannung ¹⁾		Durchbiegung ²⁾		Vertikalkräfte		Beobachtungen
	min	°C	°C	Unter-seite	Mitte	Ober-seite	Mitte	Rand	Mitte	Rand	Mitte	Rand	Mitte	Rand	Mitte	Rand	Mitte	Rand	P ₁ = P ₂	Mitte	Rand
				°C	°C	°C	kN	kN	kN	kN	kN	kN	cm	cm	MN/m²		mm	mm	kN	kN	-
1	0 (14.08)	20	20	20	20	20	21,3	21,2	0	0	21,3	0	24	24	0,1	0,1	0	0	0	0	Ausgangszustand
2	22 (14.30)	650	780	650	20	20	200	270	120	130	320	400	21	24	1,52	1,67	+ 0,45	- 2,29	160	170	16. min: Abplatzungen bis 3 cm
3	28 (14.36)	730	830	750	30	20	200	270	80	130	280	400	12	21	2,33	1,90	+ 0,90	- 1,98	160	170	Dübel mit 100 kg Gewicht abgefallen; Abplatzungen bis 20 cm Tiefe
4	42 (14.50)	840	900	970	-3)	20	170	300	0	95	170	395	8	18	2,13	2,15	+ 1,16	- 2,10	120	150	Scheitelhöhe bleibt nicht konstant; beide Thermolemente abgefallen; Abplatzungen 20 cm tief, breiten sich aus
5	54 (15.02)	900	960	980	-3)	20	80	400	0	45	80	445	8	18	1,0	2,48	0	- 2,30	30	170	Abplatzungen breiten sich weiter aus
6	73 (15.21)	980	1000	1000	-3)	25	30	600	0	0	30	600	6	18	0,5	3,33	- 0,20	+ 2,0	80	245	keine gleichmäßige und konstante Scheitelhöhe erreichbar; oben liegende Bewehrung stellenweise sichtbar
7	101 (15.50)	1010	~ 1070	1000	-3)	65	0	400	0	0	0	400	6	18	0	2,22	- 4,60	- 2,30	0	80	H-Pressen Mitte ~ 0 Einbruch der Mittel-pressen West Versuchsende

1) bezogen auf den durch Abplatzungen verkleinerten Querschnitt im Scheitel; Restquerschnitt Mitte: 6 cm; Rand: 18 cm

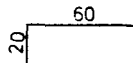
2) Hebung (-); Senkung (+)

3) Thermo-Meßleitern infolge Abplatzungen abgefallen

4) $\Sigma V = 1140 \text{ kN} \rightarrow 1140 / 3 \cdot 4,62 \approx 9,08 \text{ MN/m}^2 \text{ GF}$



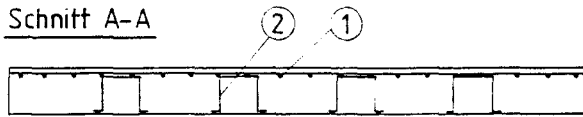
① BstG Q 377 2 Matten 5,00/2,15

③  42 $\phi 10$, s=15cm

② Abstandsböcke $\phi 6-8$, 25 StK 

④ Zusatzbewehrung 4 $\phi 6$ Lg 3000mm

Schnitt A-A



⑤ Anschlussbewehrung

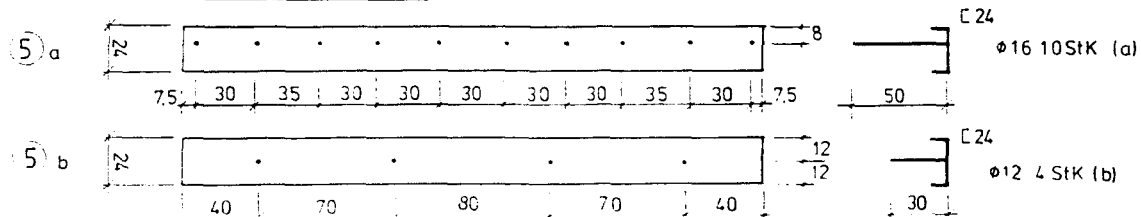


Bild 3.3: Querschnitt Gewölbe 3 und Gewölbe 4

3.2 Einzelheiten zum Versuchsablauf

3.2.1 Temperaturstufen

Die ETK fordert - unter Einbeziehung einer Ausgangstemperatur von 20 °C - folgende Temperaturen:

Min.	Soll °C	erreicht wurden °C
10	680	500
20	780	630
30	840	740
45	920	860
60	950	930
90	1005	1000

Wie Bild 3.4 zeigt, konnten die Temperaturstufen gemäß ETK für die vorgewählten Versuchszeitpunkte nur annähernd eingehalten werden.

Die Ursachen für die geringeren Versuchstemperaturen waren Schwierigkeiten, die Brenner einsatzfähig zu erhalten, weil sie durch die starken Abplatzungen und wegen Verstopfung der Rauchabzüge am Boden des Brandofens wiederholt abschalteten; außerdem mußten Perioden mit annähernd konstanter Brandraumtemperatur eingehalten werden, um die aufgetretenen Verformungen (Scheitelbewegungen) durch gezielten Einsatz der Vertikalpressen nach Möglichkeit auf die Ausgangswerte zurückzuführen.

3.2.2 Bauteiltemperaturen

Die gemessenen Temperaturen auf der Bauteil-Unter- und -Oberseite zeigt Bild 3.5; während die Meßwerte für die Oberseite erwartungsgemäß nur einen geringen Temperaturanstieg ausweisen - von etwa 15 °C auf etwa 60 °C -, können die Meßwerte für die Unterseite nur bis zur 15. Versuchsminute anerkannt werden, weil spätestens zu diesem Zeitpunkt die auf der Unterseite des Versuchskörpers angebrachten Thermoelemente durch Abplatzungen aus- bzw. abfielen und annähernd Heißgastemperaturen wiedergaben.

Ähnliches gilt für die Temperatur-Meßwerte der sog. Thermo-Leitern auf Bild 3.6a und b. Diese beiden Thermo-Leitern wurden in die Versuchskörper einbetoniert und trugen - von der Bauteilunterseite aus gemessen - in 2, 4, 6, 12 und 18 cm Höhe ein Thermoelement. Spätestens in der 40. Versuchsminute waren beide Leitern infolge der starken Abplatzungen abgefallen; die nahe der Unterseite angeordneten Thermoelemente sind schon früher ausgefallen.

3.2.3 Horizontal-Pressenlasten

Bild 3.7 zeigt die von den Horizontalpressen H und H' ausgeführten automatischen Regelprozesse, um Horizontalverschiebungen (H-Pressen) und Endverdrehungen (H'-Pressen) zu verhindern (siehe hierzu auch Bild 0.3). Entsprechend dem raschen, durch Abplatzungen bedingten Abfall der Biegesteifigkeiten im Mittelbereich des Gewölbes zeigen die beiden in den Randbereichen wirkenden H'-Pressen höhere und länger anhaltende Aktivitäten gegenüber der in der Mitte eingesetzten H'-Presse. Dementsprechend zeigt auch die im Mittelbereich eingesetzte H-Pressen ab der 20. Versuchsminute nur mehr gleichbleibende und ab der 30. Minute abfallende Tendenzen.

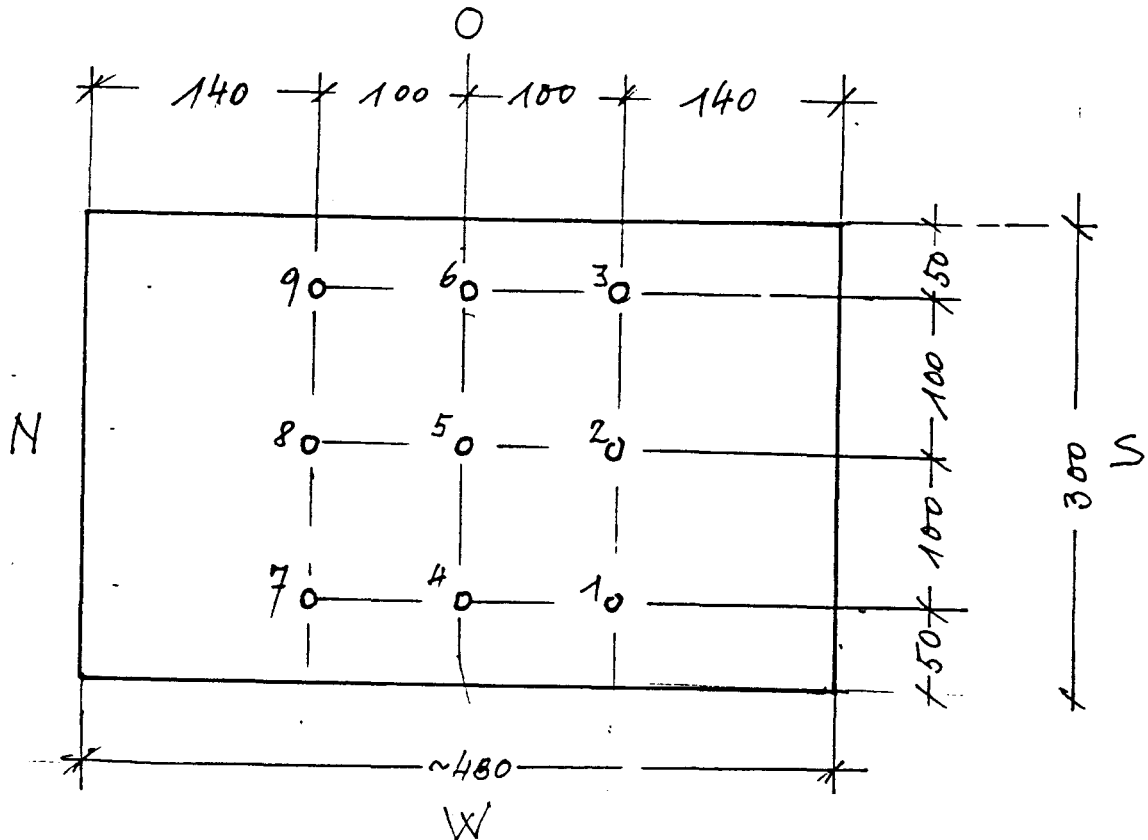
3.2.4 Vertikal-Pressenlasten

Bild 3.8 zeigt den Einsatz der Vertikalpressen und die je Rand- bzw. Mittelpresse ausgeübten Kräfte in den Temperaturstufen. Es ist zu beachten, daß jeweils die Summen der vier Randpressen bzw. der zwei Mittelpressen ausgedruckt wurden. Hier bereits wird deutlich, daß es ab der 73. Versuchsminute kaum mehr möglich war, eine einigermaßen gleichmäßige Scheitelhöhe über Rand- und Mittelbereich hinweg herzustellen.

Das Verhältnis der H-Kräfte zu den V-Kräften entsprach der statischen Analyse mit $\Sigma H = 2 \cdot 600 = 1200 \text{ kN}$ und $\Sigma V = 4 \cdot 245 + 160 = 1140$ (79. Versuchsminute).

3.2.5 Durchbiegungen

Die Durchbiegungen wurden an 9 Punkten gemessen.



Die nahe den Punkten 1, 3, 7 und 9 angreifenden Vertikalpressen wurden gemeinsam öl-hydraulisch gesteuert; die von jeder Einzelpresse abgegebenen Kräfte können als annähernd gleichgroß angenommen werden. Die im Mittelstreifen angreifenden Pressen 2 und 8 wurden ebenfalls gemeinsam gesteuert. Es war somit nicht möglich, einer antimentrischen Verformungsfigur gezielt entgegenzuwirken; bei gleichem hydraulischen Druck in den Pressensystemen konnten sich unterschiedliche Pressenwege einstellen.

Des weiteren ist zu bedenken, daß der Mittelstreifen durch Abplatzungen erheblich höhere Querschnittsschwächungen erlitt als die beiden Randstreifen in West und Ost. Nachmessungen ergaben annähernd folgende Querschnitts-Restdicken:

Versuchs- minute	Mittel- streifen (cm)	Rand- streifen (cm)
0	24	24
22	21	24
28	12	21
42	8	18
54	8	18
73	6	18
101	6	18

Angesichts dieser Gegebenheiten lag es nahe, die Darstellung der Durchbiegungen getrennt für den Mittelstreifen (Meßpunkte 2, 5 und 8) und die Randstreifen (Mittelwerte aus den Meßpunkten 1/3, 4/6 und 7/9) vorzunehmen. Die Ergebnisse zeigen die Bilder 3.9 a und 3.9 b.

Es wird deutlich, daß das Gewölbe gegen Ende der Versuchsdauer eine antimetrische Biegefigur anstrebte mit Hebungen der Punkte 1, 2 und 3, wobei auch der Scheitel-Mittelpunkt 5 zusammen mit den Randpunkten 4 und 6 diese Tendenz erkennen ließen. Nur der Punkt 8 im Mittelstreifen zeigt in der 2. Hälfte der Versuchsdauer kaum Höhenveränderungen; dort ist dann auch der Einbruch einer Vertikalpresse erfolgt. Auch die näherungsweise gemessenen Endverdrehungen am Widerlager Süd lassen die Tendenz zur antimetrischen Biegefigur erkennen.

Insgesamt gesehen ist festzustellen, daß es nicht gelungen ist, in den Temperaturstufen die Vertikalverformungen durch Presseneingriff gänzlich auf den Ausgangszustand zurückzuführen. Dies lag vor allem daran, daß die Heißgas-Temperaturen nicht hinreichend konstant gehalten werden konnten und sich die Verformungen durch den Einsatz der Vertikalpressen nicht in jedem Meßpunkt gezielt korrigieren ließen. Dies hätte die unabhängige Steuerung jeder einzelnen Vertikalpresse vorausgesetzt, was aber aus apparatetechnischen Gründen nicht verwirklicht werden konnte.

3.3 Zusammenfassung

Es wurde ein Gewölbe mit 24 cm Dicke aus ~ B 60 mit rd. 5 % Eigenfeuchte geprüft. Wie aus Tabelle Bild 3.2 zu entnehmen ist, können im Brandfalle nicht unerhebliche Zwangkräfte auftreten; es wurden bei annähernder Verformungsbe-
hinderung bis zu 200 kN/m² Druck gegen das anstehende Gebirge ermittelt. Die

Beton-Druckspannungen im Gewölbe erreichen dabei - unter Berücksichtigung der Querschnittsverluste durch Abplatzungen - etwa $3,5 \text{ MN/m}^2$.

Die Temperaturen an der Oberseite eines 24 cm dicken Gewölbes erreichen maximal $60 \text{ }^{\circ}\text{C}$ und werden einer Dichtungsfolie kaum gefährlich.

Abplatzungen entstehen schon nach 15 - 20 Minuten Branddauer, dehnen sich über die gesamte Unterseite aus und erreichen eine Tiefe von 15 - 18 cm; vertikal eingesetzte Dübel mit 100 kg zulässiger Last, Typ HILTI HSC M 12, auf vertikalen Zug belastet, fallen noch vor der 30. Brandminute ab. In der 101. Versuchsminute brach die Mittelpresse N durch, weswegen der Versuch abgebrochen werden mußte. Die oben liegende Transportbewehrung wird nach 75 min Versuchsdauer infolge der erheblichen Abplatzungen im Mittelbereich - von unten her - sichtbar.

Gegenüber Versuch 1 mit unterer Bewehrungslage zeigt Versuch 3 mit nur oberer Bewehrungslage etwa doppelt so tiefe Abplatzungen.

Einige Eindrücke vom Versagenszustand geben die Fotos 3.10 und 3.11.

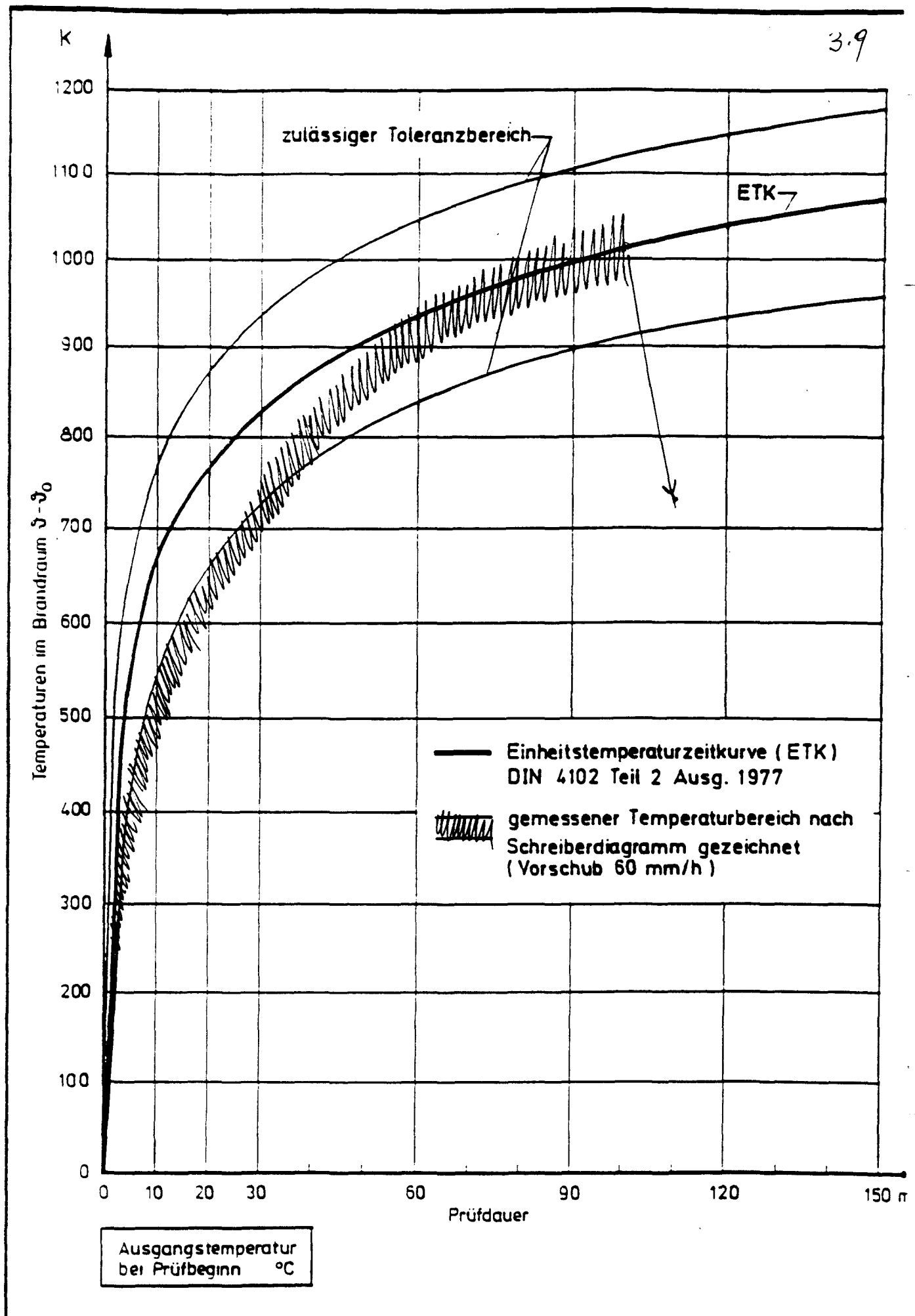


Bild 3.4: Gewölbe 3, Temperaturen im Brandraum

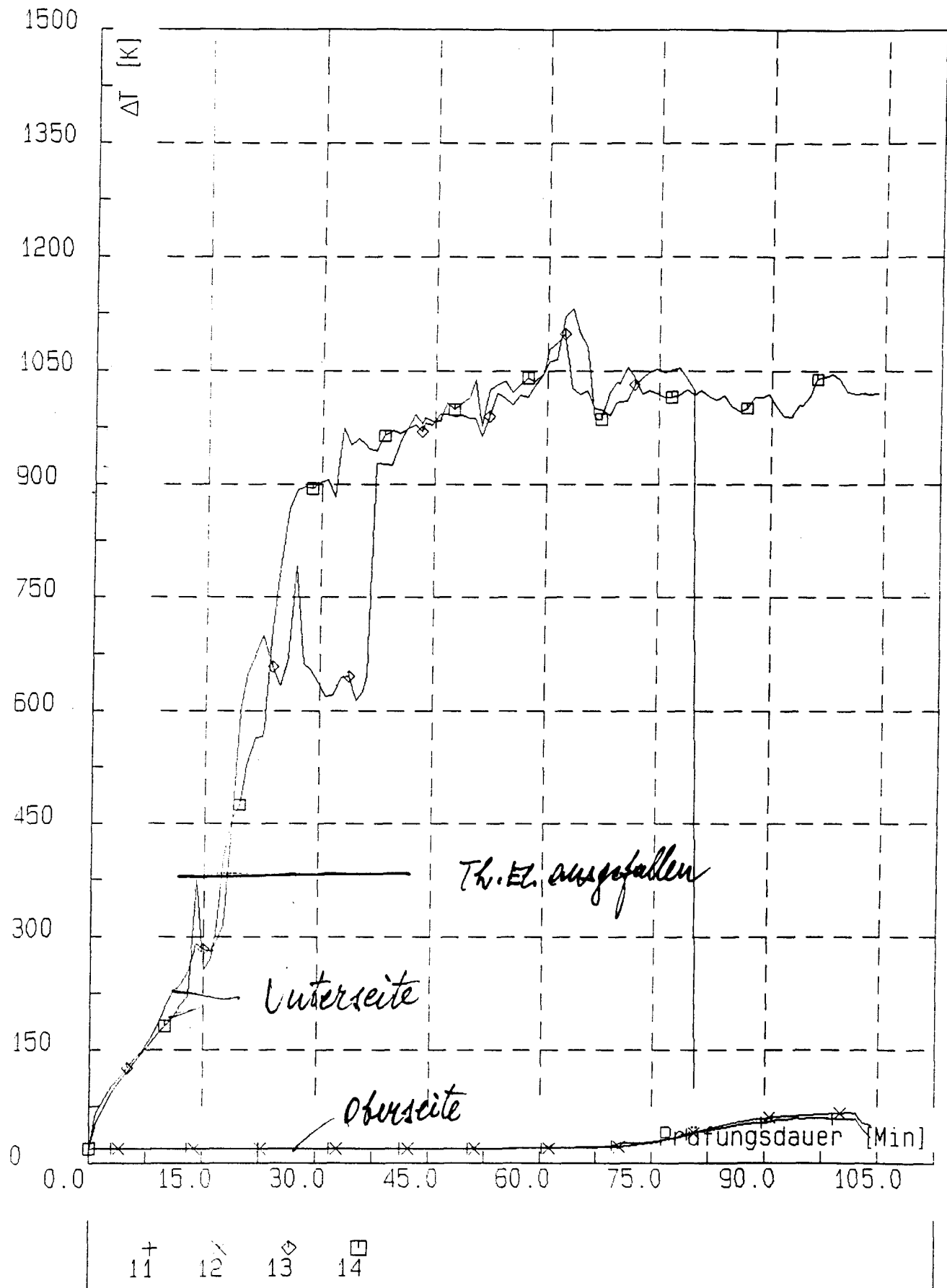


Bild 3.5: Temperaturen an der Bauteilober- und -unterseite

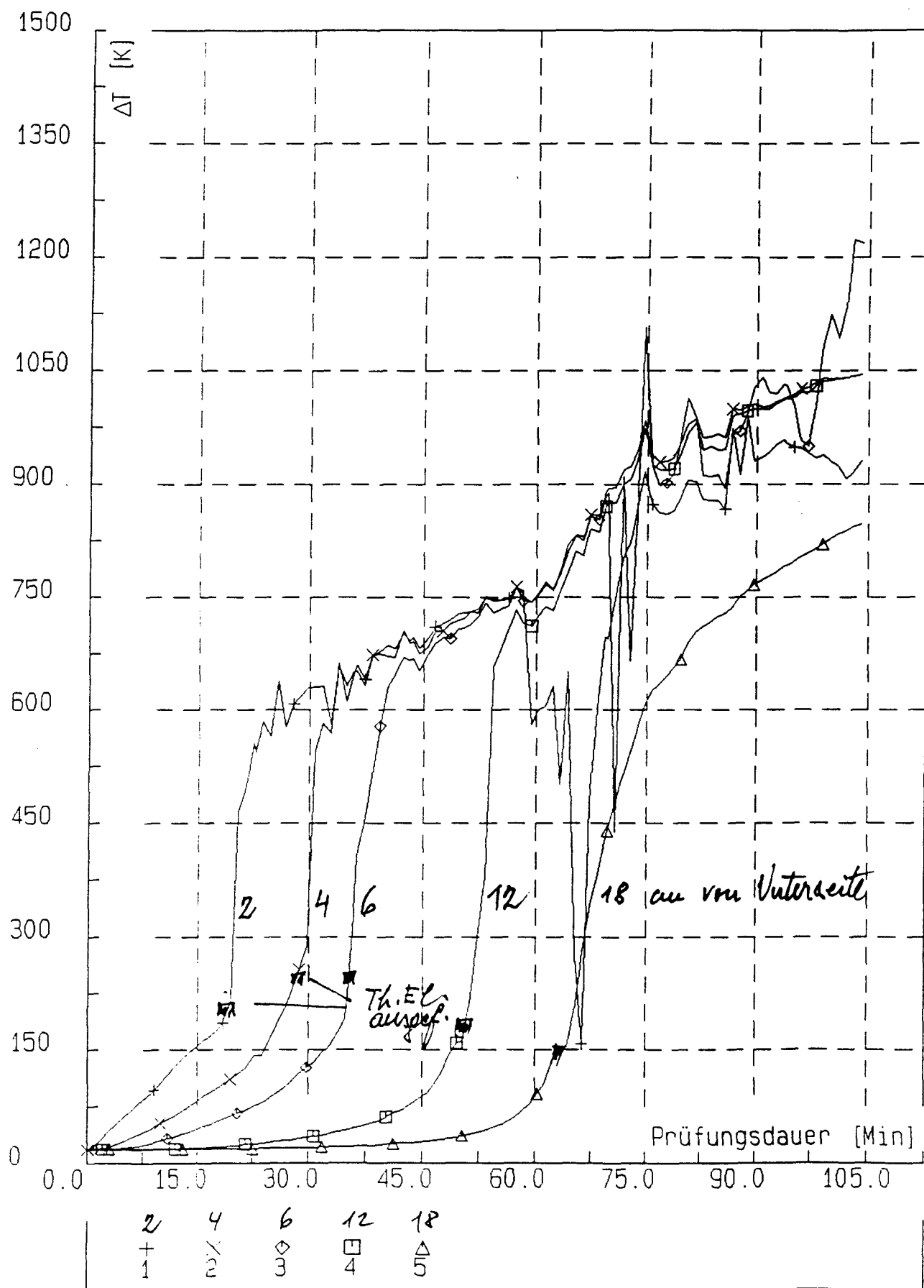


Bild 3.6a: Temperaturen im Querschnittsinneren

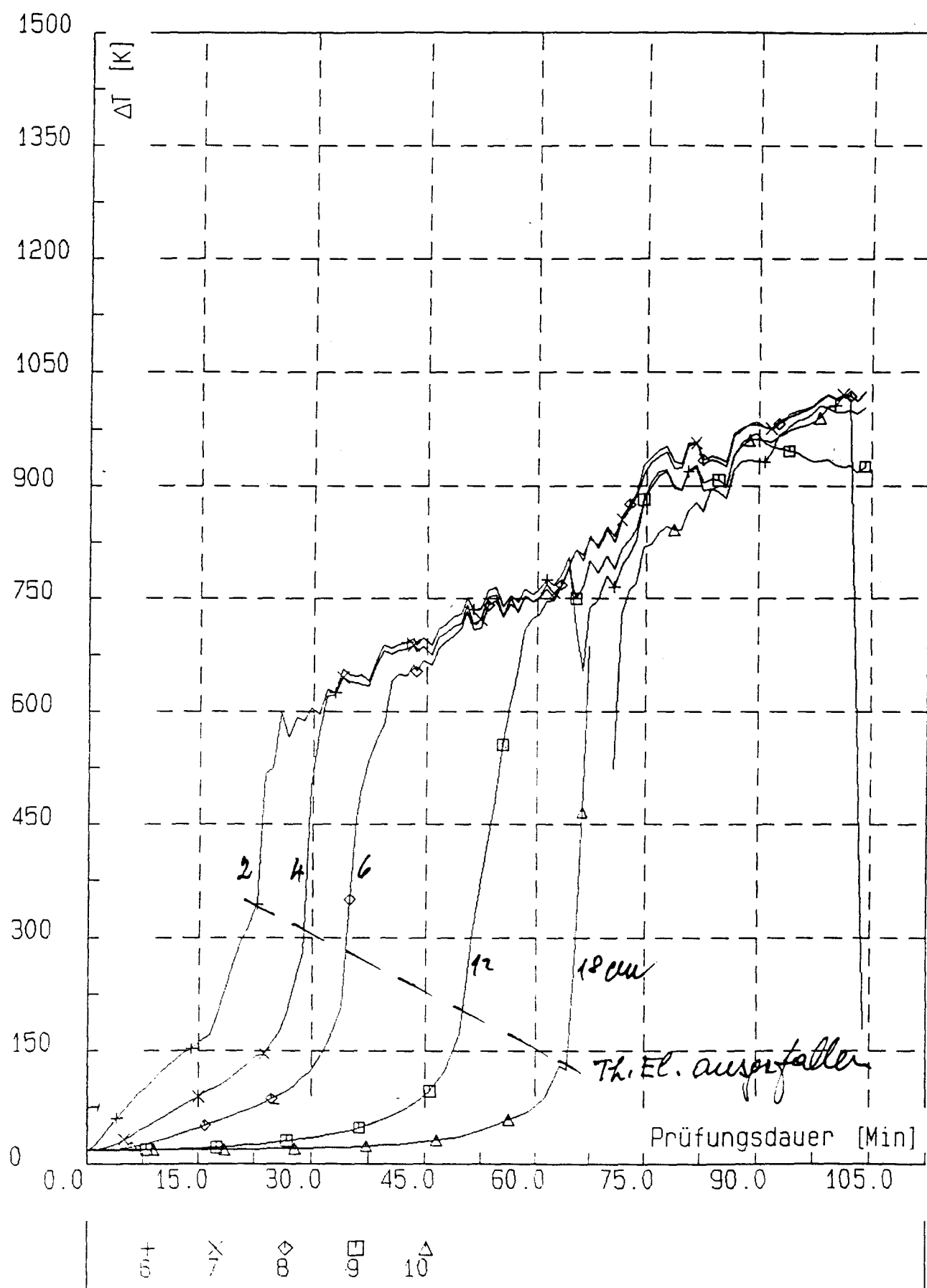


Bild 3.6b: Temperaturen im Querschnittsinneren

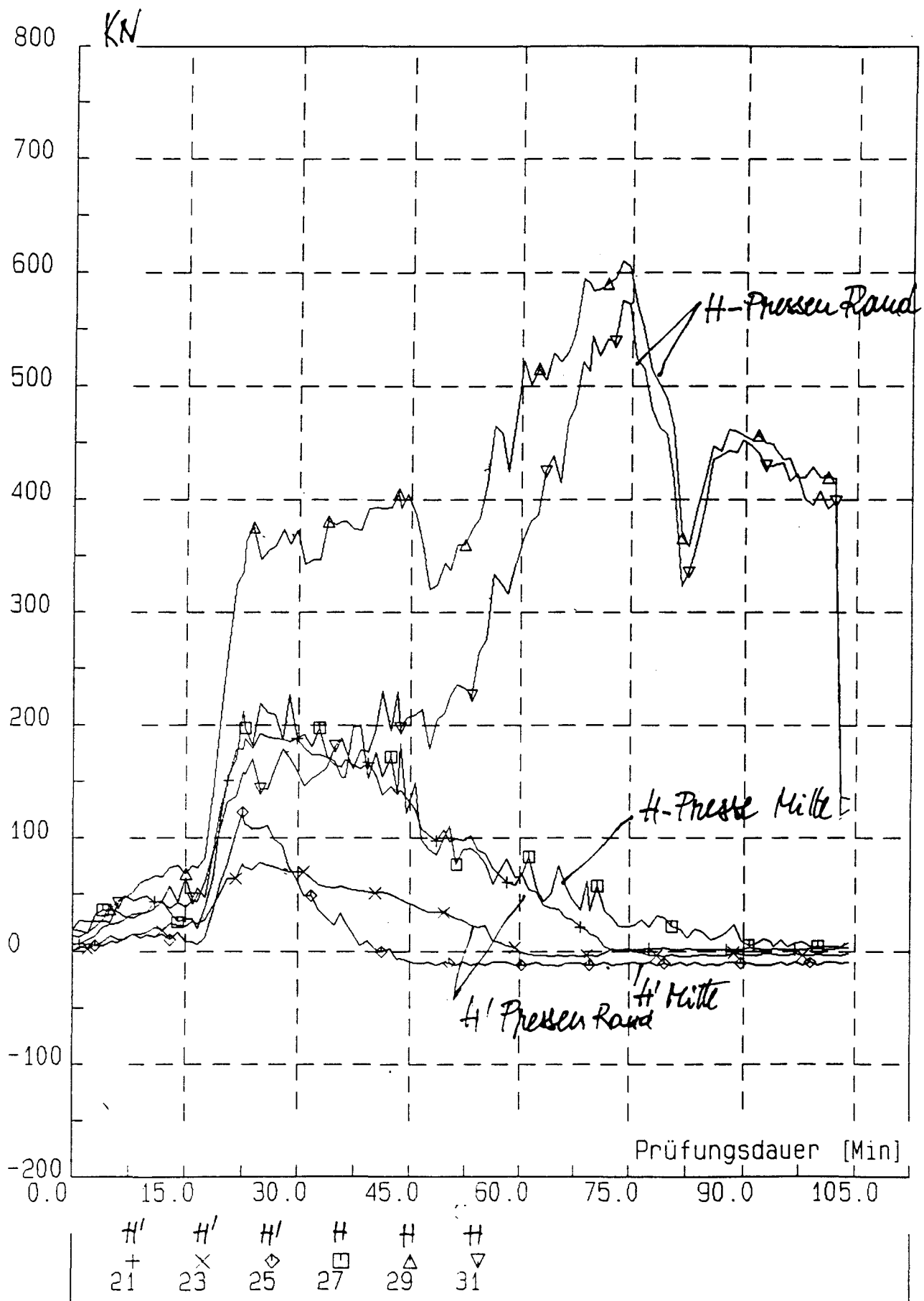


Bild 3.7: Kräfte der Horizontalpressen H und H'

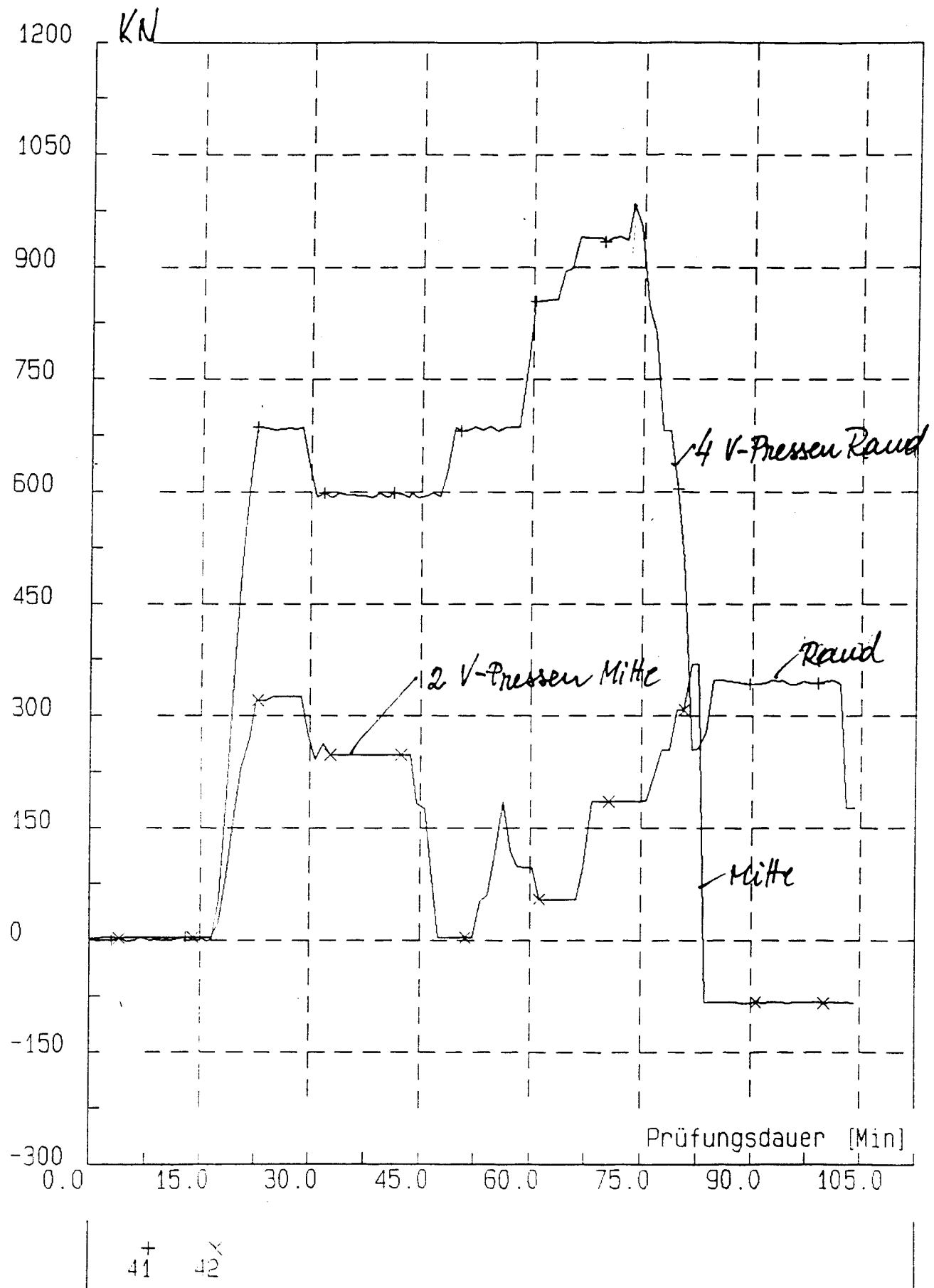


Bild 3.8: Kräfte der Vertikalpressen V

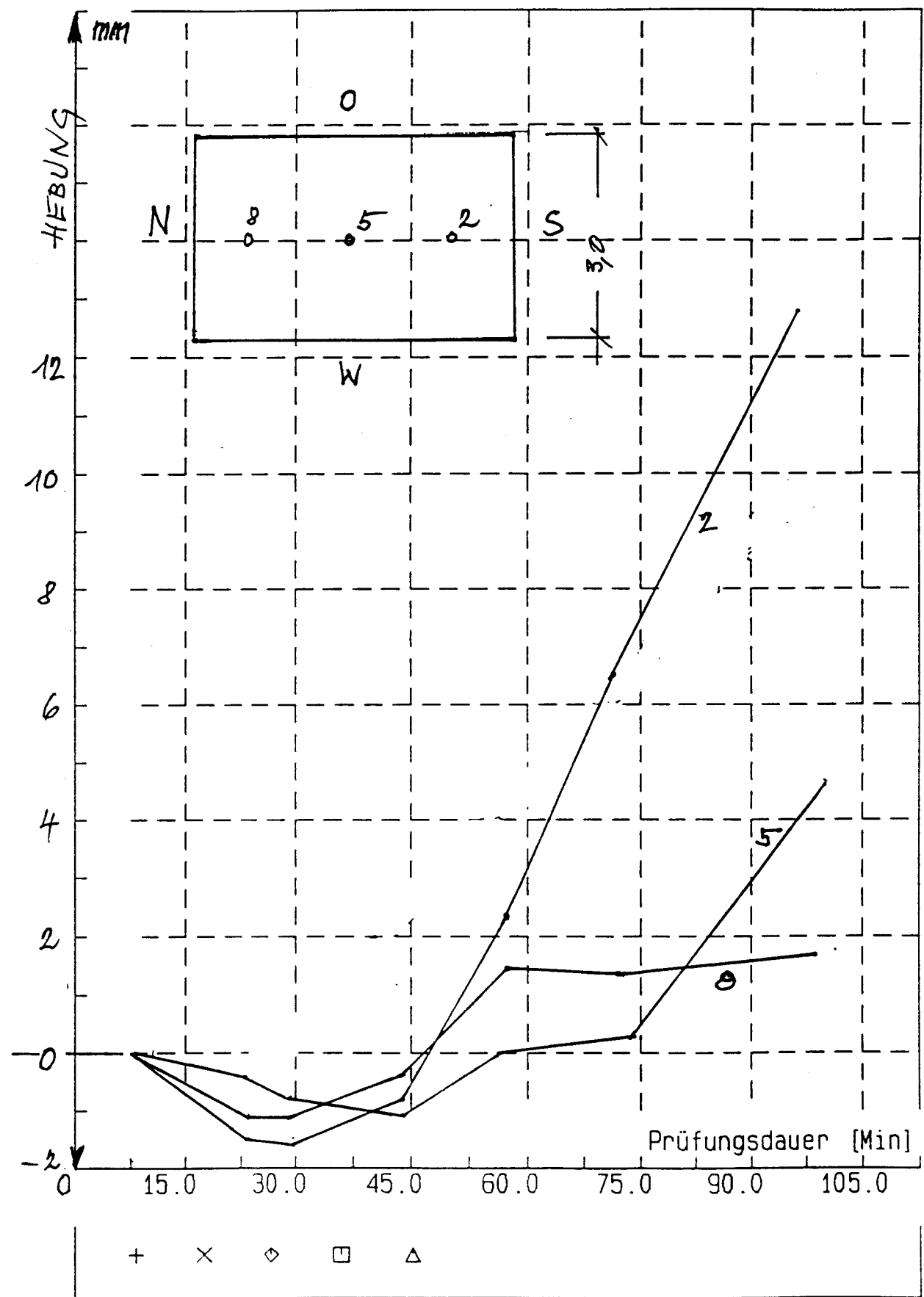


Bild 3.9a: Durchbiegungen an den Meßpunkten 2, 5 und 8, Gewölbe 3

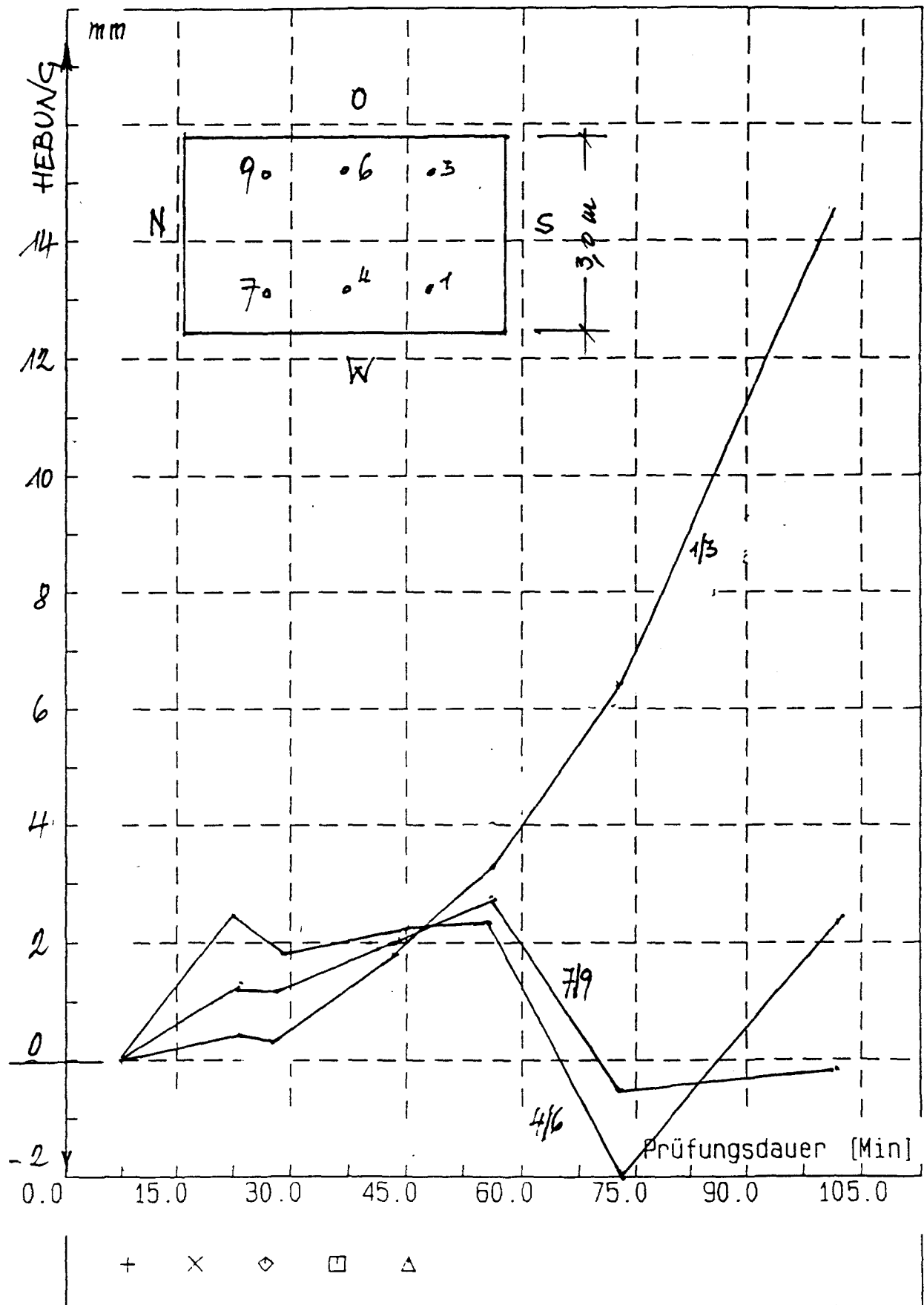
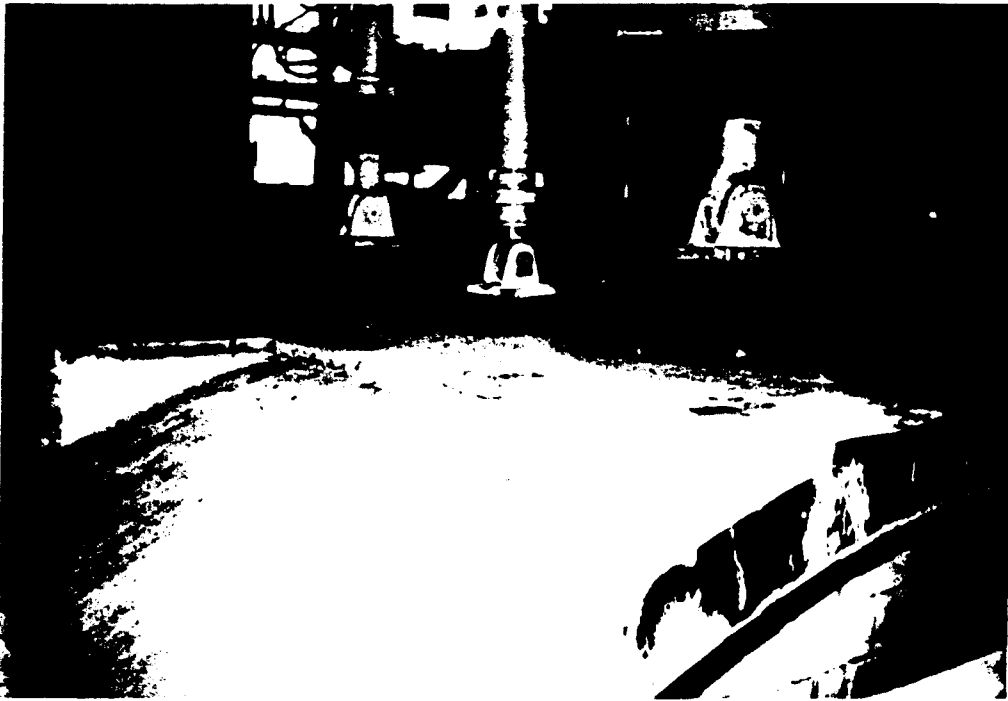
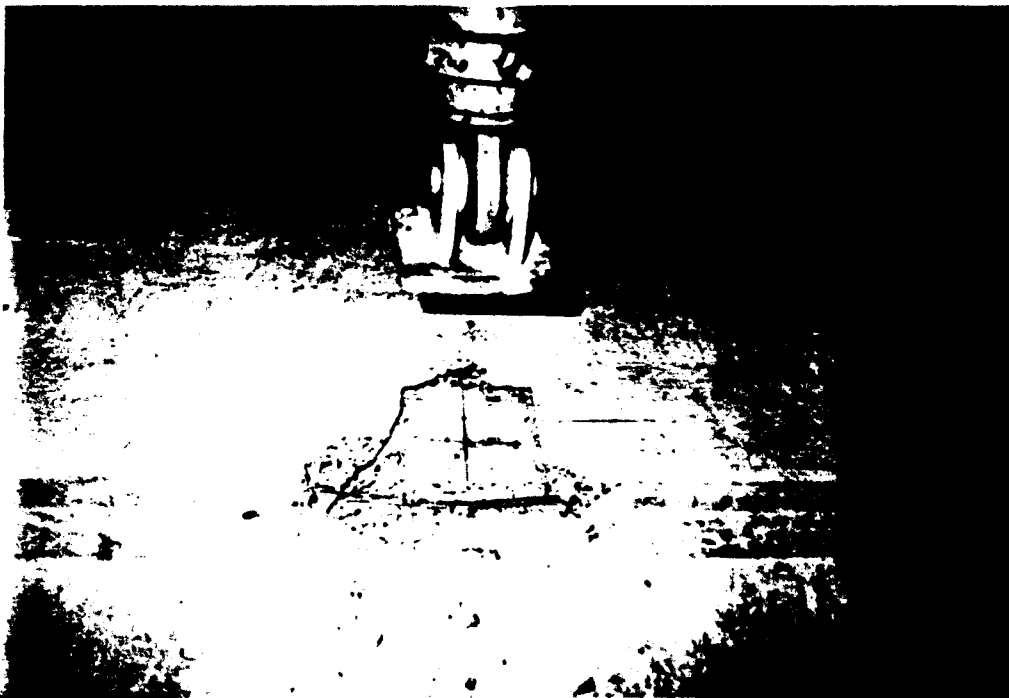


Bild 3.9b: Gemittelte Durchbiegungen der Meßpunkte 1/3, 4/6 und 7/9, Gewölbe 3



Bilder 3.10: Oberseite Gewölbe 3 mit Vertikalpressen und Einbruchstelle



EINBRUCHSTELLE

4. Gewölbe 4

4.1 Überblick

Gewölbe 4 wurde als "Ausführung aus unbewehrtem Normalbeton mit Stahlfaserzusatz" konzipiert und entspricht demzufolge weitestgehend dem Gewölbe 3. Auch Gewölbe 4 erhielt nur eine oberliegende, schwache Transportbewehrung (Bild 3.3). Die Herstellung des Versuchskörpers erfolgte am 17.03.1992, der Brandversuch am 02.04.1992 in einem Betonalter von 16 Tagen. Konzeptgemäß besaß der Beton eine Eigenfeuchte von i.M. 5,7 Gew.-%, bezogen auf das Trockengewicht.

Weitere Angaben über Mischungsverhältnis und Festigkeiten sind der folgenden Tabelle 4.1 zu entnehmen. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsergebnisse wird in Tabelle 4.2 vorgelegt.

Zur Verwendung kamen Stahldrahtfasern System Dramix, 60 mm lang, ϕ 0,8 mm, die vom Hersteller BEKAERT, Zwevegem, Belgien, dankenswerterweise kostenlos zur Verfügung gestellt worden waren. Die Rezeptur des Betons des Versuchsgewölbes geht auf Empfehlungen der Fa. HOCHTIEF, Essen, zurück. Über die Anwendung von Stahlfaserbeton für Tunnelinnenschalen wird u.a. in [3] berichtet.

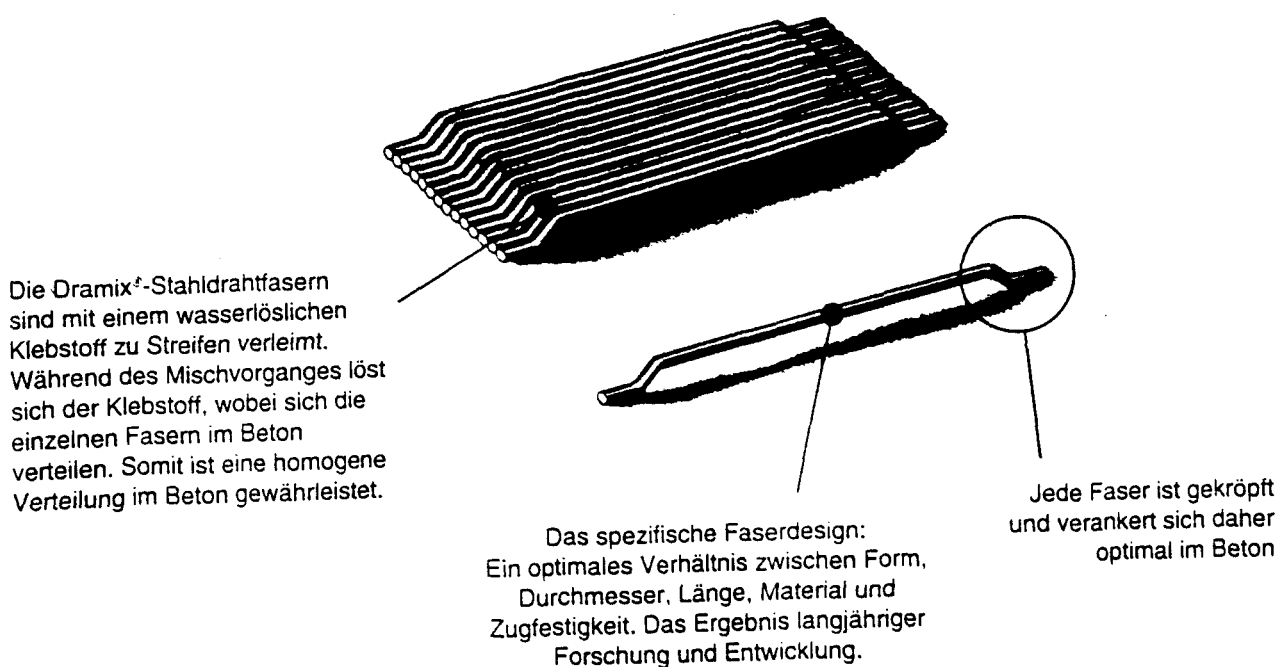


Tabelle Bild 4.1: Gewölbe 4 - Baustoffdaten

Herstellungstag: 17.03.1992; Brandversuch 02.04.1992
 Betonalter: 16 Tage

Betonrezeptur (kg/m ³)	Ausbreitmaß: 33 cm	
Zement ("Anneliese")	PZ 45	360 kg
Füller: EFA-Steinkohlenflugasche (Hip-Mehrum)	-	40 kg
Stahlfasern: Dramix ZCR 60/08	-	50 kg
Zuschlag 0/2 Sand, trocken		~ 720 kg
2/8 Kies, trocken		~ 540 kg
8/16 Kies, trocken		~ 485 kg
Wasser ursprüngl. 175 lit, erhöht auf W/Z = 0,62		225 lit
Fließmittel: Woermann FM 22, flüssig		0,55 lit
Druckfestigkeiten: <u>Vorversuch</u>		
Würfel 150/150	7 Tage	56,0 N/mm ²
<u>Bauteilbeton</u> : Würfel 150/150	7 Tage	48,0 N/mm ²
(erhöhte Wasserzugabe)		
nach 16 Tagen	zum Prüfzeitpunkt	49,0 N/mm ²
Spaltzugfestigkeit Zylinder 150/300	zum Prüfzeitpunkt	4,23 N/mm ²
Bohrkern-Druckfestigkeit 100/100	zum Prüfzeitpunkt	50,7 N/mm ²
Zylinder-Druckfestigkeit	23 Tage	49,4 N/mm ²
E-Modul	23 Tage	25,7 · 10 ³ N/mm ²
Würfel 150/150	28 Tage	57,0 N/mm ²

Verteilung der Eigenfeuchte, von der Unterseite aus in 6 cm dicken Schichten:
 5,6/5,8/5,7/5,6 %, bezogen auf das Trockengewicht

Bewehrung: Q 377 BST 500/550
 Rippen-Stabstahl ϕ 8 und ϕ 10 BSt 500/550

Tabelle Bild 4.2: Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsdaten - Gewölbe 4

Temp. Last- stufe	Versuchs- dauer	Heißgas- tempera- tur	entspr. ETK	Betontemperatur			H		H'		Σ H		Restquerschn.		Betonspng. 1)		Durchbiegung 2)		Vertikalkräfte $P_1 = P_2$		Beobachtungen
-	min	°C	°C	°C	°C	°C	Mittel	Rand	Mitte	Rand	Mittel	Rand	Mittel	Rand	Mittel	Rand	im Scheitel Mitte	Rand	Mitte	Rand	
-	min	°C	°C	°C	°C	°C	kN		kN		kN		cm	cm	MN/m²		mm	mm	kN	kN	-
1	0 (14.12)	18	20	18	18	18	30	30	30	20	60	50	24	24	0,25	0,21	0	0	0	0	-
2	20 (14.32)	640	~ 660	750	20	20	175	100	80	80	255	180	21	22	1,2	0,82	+ 1,2	- 0,5	80	220	14.20: erste Abplatzungen nur handtellergroß, spä- ter großflächig 1 - 2 cm tief 14.26: Scheitelriß, Feuchtigkeitsaustritt
3	36 (14.48)	780	870	800	30	20	300	375	50	90	350	465	18	20	2,0	2,32	+ 1,0	- 0,2	1,1	231	Oberflächlich kurze Risse
4	45 (14.57)	858	920	860	50	20	260	410	30	86	290	490	15	17	1,94	2,88	+ 0,3	- 0,5	1,2	230	Abplatzungen nur hörbar, kein Einblick möglich; Gewicht hängt noch
5	54 (15.06)	947	960	1050	65	20	240	450	25	50	265	500	14	14	1,90	3,57	+ 1,0	- 0,1	171	230	starke Netzrißbildung an der Oberfläche, Gewicht abgefallen
6	75 (15.27)	1050	1000	1200	-3)	20	350	590	0	30	350	620	13	14	2,70	4,40	- 0,1	- 0,6	171	250	gesamte Oberfläche naß; freies Wasser tropft am festen Auflager ab
7	90 (15.42)	1100	1020	1100	-3)	25	280	610	0	20	280	630	12	14	2,33	4,50	- 0,5	- 0,5	171	250	grober Seitenriß im Be- reich SO-Ecke Abplatzungen nach Augen- schein etwa 12 cm
8	~ 100 (15.51)	1130	~ 1050	1100	-3)	30	300	600	0	20	300	620	12	14	2,50	4,42	- 0,5	- 0,4	171	250 4)	Versuchsende

1) bezogen auf den durch Abplatzungen verkleinerten Querschnitt im Scheitel

2) Hebung (-); Senkung (+)

3) Thermo-Meßstelle infolge Abplatzungen ausgefallen

4) $\Sigma V = 1342 \text{ kN} \rightarrow 1342 / 3,4,62 \approx 9,1 \text{ MN/m}^2 \text{ GF}$

4.3

4.2 Einzelheiten zum Versuchsablauf

4.2.1 Temperaturstufen

Die ETK fordert - unter Einbeziehung einer Ausgangstemperatur von 20 °C - folgende Temperaturen

Min.	Soll °C	erreicht wurden °C
10	680	630
20	780	730
30	840	760
45	920	880
60	950	970
90	1005	1070

Wie Bild 4.3 zeigt, konnten die Temperaturstufen gemäß ETK für die vorgewählten Versuchszeitpunkte nicht exakt eingehalten werden. Die Abweichungen liegen jedoch innerhalb des erlaubten Streubereichs.

4.2.2 Bauteiltemperaturen

Die gemessenen Temperaturen auf der Bauteil-Unter- und -Oberseite zeigt Bild 4.4; während die Meßwerte für die Oberseite erfahrungsgemäß nur einen geringen Temperaturanstieg ausweisen - von etwa 15 °C auf etwa 30 °C - können die Meßwerte für die Unterseite nur bis zur 15. Versuchsminute anerkannt werden, weil spätestens zu diesem Zeitpunkt die auf der Unterseite des Versuchskörpers angebrachten Thermoelemente abfielen und annähernd nur die Heißgastemperaturen im Brandofen wiedergaben.

Ähnliches gilt für die Temperatur-Meßwerte, die mit den sog. Thermo-Leitern gewonnen wurden (vergl. Bilder 4.5a und 4.5b). Diese beiden Thermo-Leitern wurden in die Versuchskörper einbetoniert und trugen - von der Bauteilunterseite aus gemessen - in 2, 4, 6, 12 und 18 cm Höhe ein Thermoelement. Spätestens in der 50. Versuchsminute waren beide Leitern infolge der starken Abplatzungen abgefallen; nur die in der Mittelfläche des Versuchskörpers angeordneten Thermoelemente geben noch richtige Bauteiltemperaturen ab diesem Zeitpunkt wieder.

4.2.3 Horizontal-Pressenlasten

Wie Bild 4.6 zeigt, vollzogen die Horizontalpressen die zur Verhinderung von Horizontalverschiebungen notwendigen Regelungsprozesse. Es fällt auf, daß die Horizontalpresse H'(23) bei diesem Versuchsablauf keinerlei Lasten abgegeben hat. Dies ist vermutlich damit zu erklären, daß eine Verdrehung im erwarteten Sinne nicht eintrat. Auch die von den beiden anderen Pressen H' (21 und 25) abgegebenen Kräfte halten sich in engen Grenzen. Die drei Hauptpressen H hingegen zeigen erhebliche Lasten, wobei die im Mittelbereich angeordnete Presse H gegenüber den Randpressen vergleichsweise geringere Lasten abgab - entsprechend der durch Abplatzungen entstehenden geringeren Steifigkeit des Mittelbereiches.

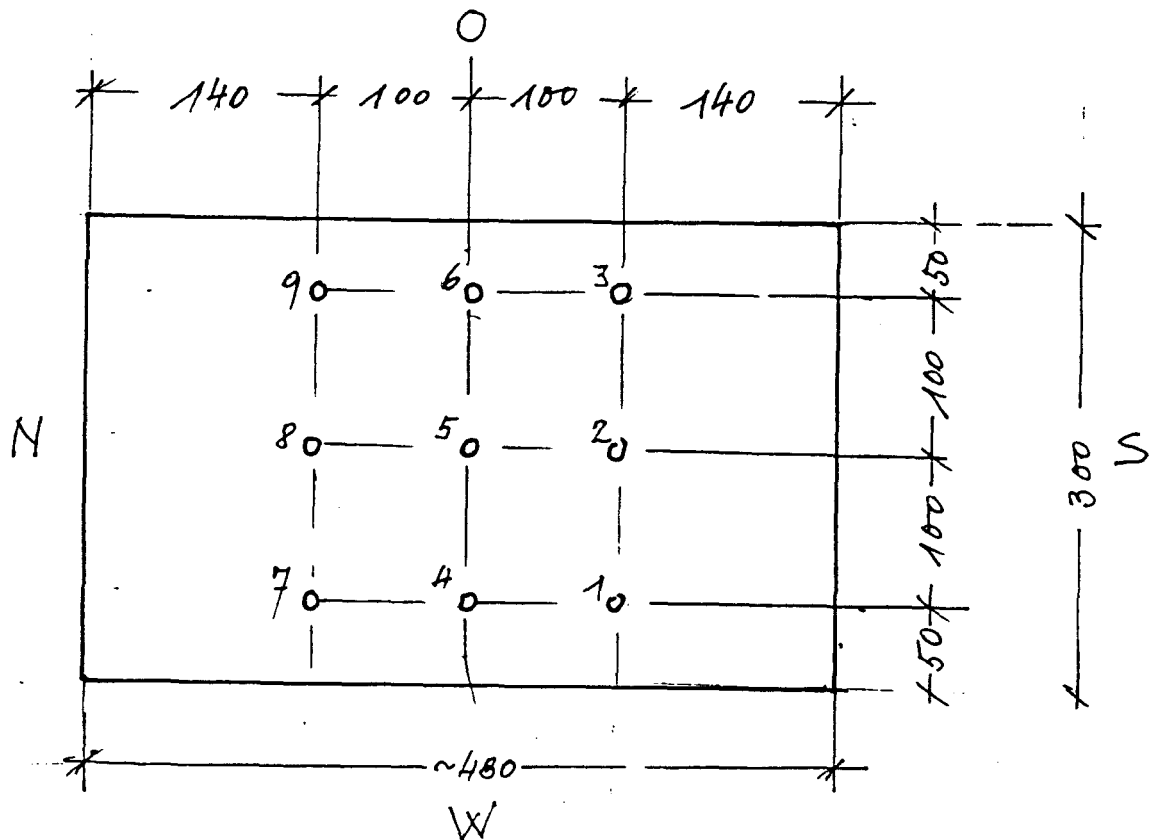
4.2.4 Vertikal-Pressenlasten

Bild 4.7 zeigt den Einsatz der Vertikalpressen; die insgesamt vier Randpressen hatten vergleichsweise wesentlich höhere Lasten abzugeben als die beiden im Mittelbereich eingesetzten Pressen. Die hier gewählte graphische Darstellung gibt die von jeder Einzelpresse abgegebenen Lasten wieder. Bemerkenswert ist, daß der Einsatz der beiden Mittelpressen nur fallweise erforderlich war, um die temperaturbedingten Hebungen des Versuchskörpers wieder annähernd auf die Ausgangswerte zurückzuführen. Im Unterschied zu Gewölbe 3 ist dies jedoch hier vergleichsweise wesentlich besser gelungen. Der Grund ist offensichtlich darin zu sehen, daß die Abplatzungen dank des Stahlfaserzusatzes deutlich geringer ausfielen als bei Gewölbe 3.

Das Verhältnis der H-Kräfte zu den V-Kräften entsprach annähernd der statischen Analyse: gemessen wurden $\Sigma H = 2 \cdot 620 + 300 = 1540 \text{ kN}$ und $\Sigma V 4 \cdot 250 + 2 \cdot 170 = 1340 \text{ kN}$; ΣH ist jedoch etwas größer als der rechnerische Erwartungswert von $\sim 1340 \text{ kN}$, was auf zusätzliche Zwangwirkungen aus behinderter Temperaturverformung hinweist.

4.2.5 Durchbiegungen

Die Durchbiegungen wurden an neun Punkten gemessen (vergl. folgende Skizze).



Die Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen sind in den Bildern 4.8a bis 4.8c zusammengestellt. Dabei zeigt sich, ähnlich wie bei Gewölbe 3 die Tendenz zur Bildung einer antimetrischen Biegefigur: In den Punkten 7, 8, 9 (Nordrand) ergibt sich eine Senkung von etwa 5 mm, in den Punkten 1, 2, 3 (Südrand) eine Hebung von max. 9 mm. Im Scheitelbereich, dessen Verformungsverhalten der Steuerung der Vertikalpressen des Mittelbereiches zugrunde gelegt wurde, ergab sich nahezu keinerlei Durchbiegung.

Die in den beiden Randstreifen angreifenden insgesamt vier Vertikalpressen wurden gemeinsam öl-hydraulisch gesteuert; die von jeder Einzelpresse abgegebenen Kräfte können als annähernd gleichgroß angenommen werden. Die im Mittelstreifen angreifenden beiden Pressen wurden ebenfalls gemeinsam gesteuert. Es war somit nicht möglich, einer antimetrischen Verformungsfigur gezielt entgegenzuwirken; bei gleichem hydraulischen Druck in den Pressenzylindern konnten sich unterschiedliche Pressenwege einstellen.

Im Mittelbereich ergaben sich größere Abplatzungen als in den beiden Randstreifen. Die gemessenen Werte sind in der Tabelle Bild 4.2 bereits angegeben. Die Größtwerte der Abplatzungen wurden im Mittelbereich mit 12 cm, in den Randbereichen mit 10 cm gemessen.

Insgesamt gesehen ist festzustellen, daß es gelungen ist, in den Temperaturstufen die Vertikalverformungen im Scheitelbereich durch Presseneingriff weitestgehend auf den Ausgangszustand zurückzuführen. Dies lag offensichtlich daran, daß die Heißgastemperaturen ausreichend konstant gehalten werden konnten und sich die Abplatzungen - wenn auch unterschiedlich in Mittel- und Randbereichen - dennoch einigermaßen gleichmäßig einstellten.

4.3 Zusammenfassung

Es wurde ein Gewölbe mit 24 cm Dicke aus ~ B 50 mit rd. 5,7 % Eigenfeuchte geprüft. Dem Beton waren 50 kg Stahlfasern "Dramix ZCR 60/08" je m³ zugesetzt worden. Wie aus der Tabelle Bild 4.2 zu entnehmen ist, können im Brandfalle nicht unerhebliche Zwangkräfte auftreten, die bei annähernder Verformungshinderung im Scheitel mit 200 kN/m² - bezogen auf die Grundfläche - vertikal gerichteten Druck gegen das anstehende Gebirge gemessen wurden. Horizontalkräfte im Bereich der Ulme können u.U. doppelt so groß ausfallen. Die Beton-Druckspannungen im Gewölbe erreichten dabei - unter Berücksichtigung der Querschnittsverluste durch Abplatzungen - 3 bis 5 MN/m² im Scheitelbereich, im Bereich der Ulme liegen die Werte etwa 10 bis 20 % höher.

Die Temperaturen an der Oberseite dieses 24 cm dicken Gewölbes erreichten maximal 30 °C und können daher einer Dichtungsfolie nicht gefährlich werden.

Erste Abplatzungen wurden bereits nach 10 Minuten Branddauer beobachtet, sie dehnten sich rasch über die gesamte Unterseite aus und erreichten eine Tiefe von 10 - 12 cm, so daß Restquerschnittsdicken von 12 - 14 cm verblieben. Vertikal eingesetzte Dübel mit 100 kg zul. Last, auf vertikalen Zug belastet, versagten etwa in der 50. Brandminute (vergl. Gewölbe 3: nach 30 Minuten).

Die dem Brand ausgesetzte Unterseite des Versuchskörpers zeigte sich nach Versuchsabschluß stark zerklüftet, wobei der Stahlfaserzusatz den Umfang und die Tiefe der Abplatzungen deutlich vermindert hat. Die unregelmäßige Gestalt der Bauteilunterseite verhindert naturgemäß eine genauere Angabe der Betonspannungen.

Einige Eindrücke vom Versagenszustand geben die Fotos 4.9 - 4.12.

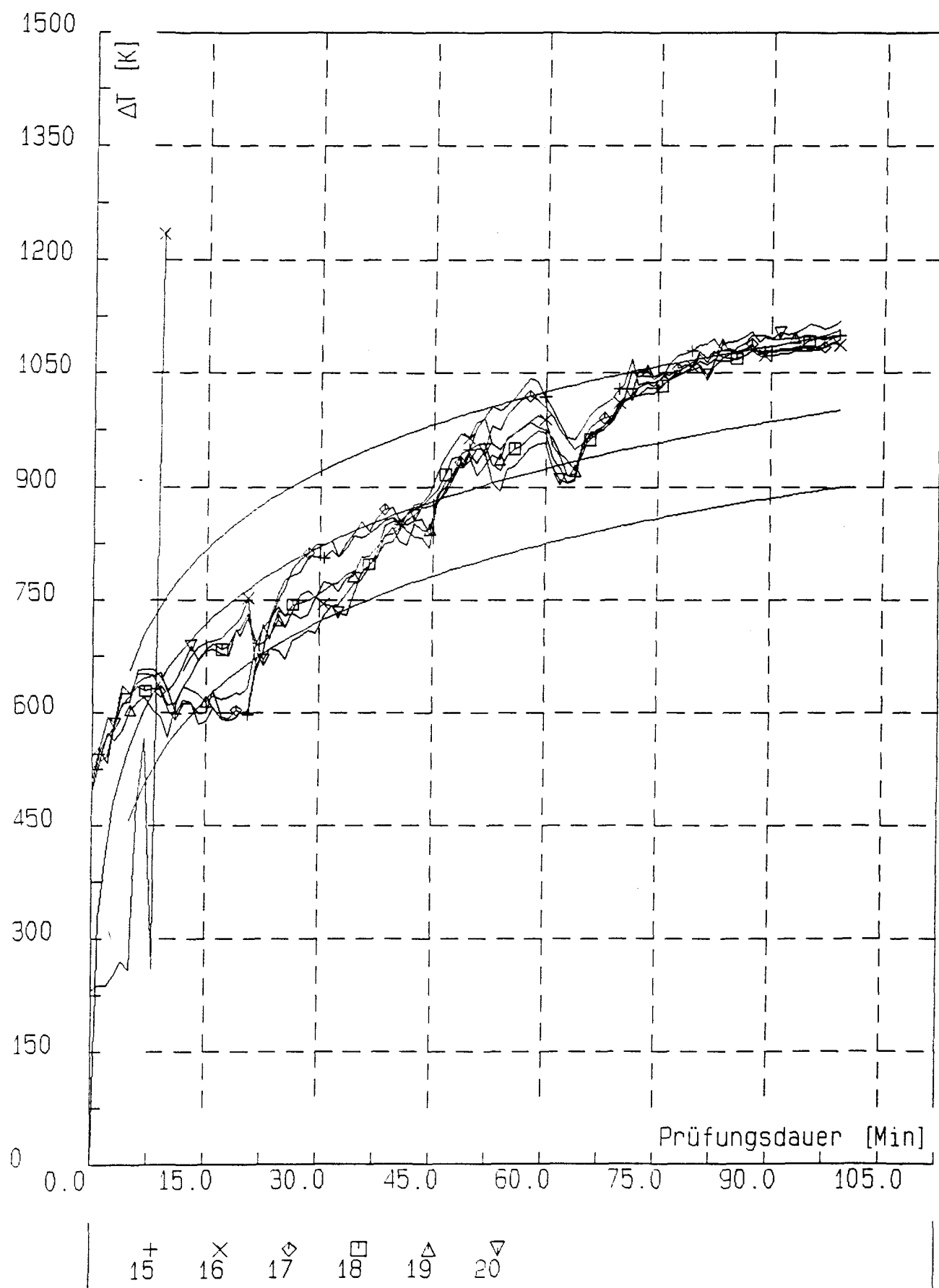


Bild 4.3: Gewölbe 4, Brandraumtemperaturen

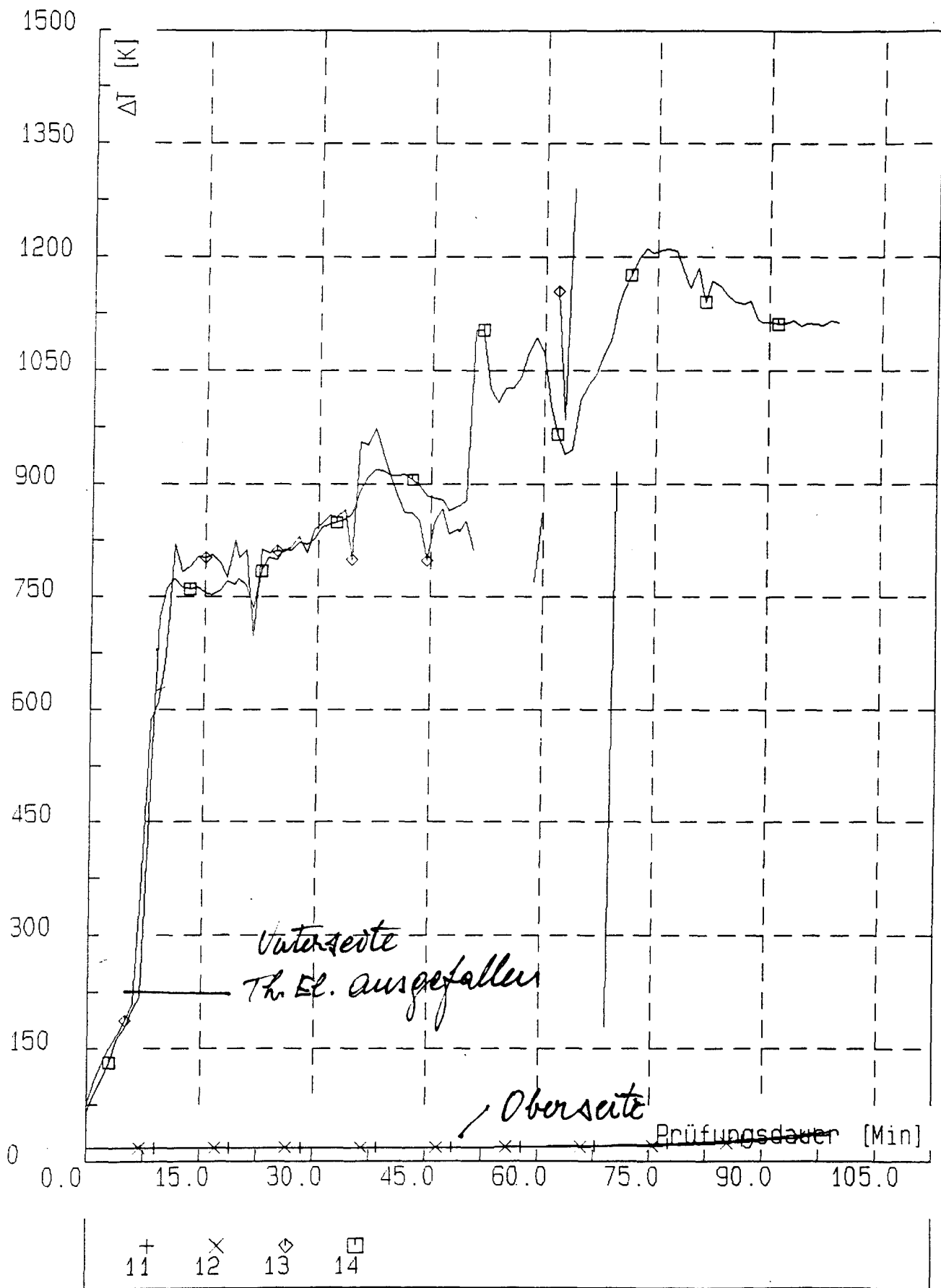


Bild 4.4: Temperaturen an Bauteilunter- und -oberseite

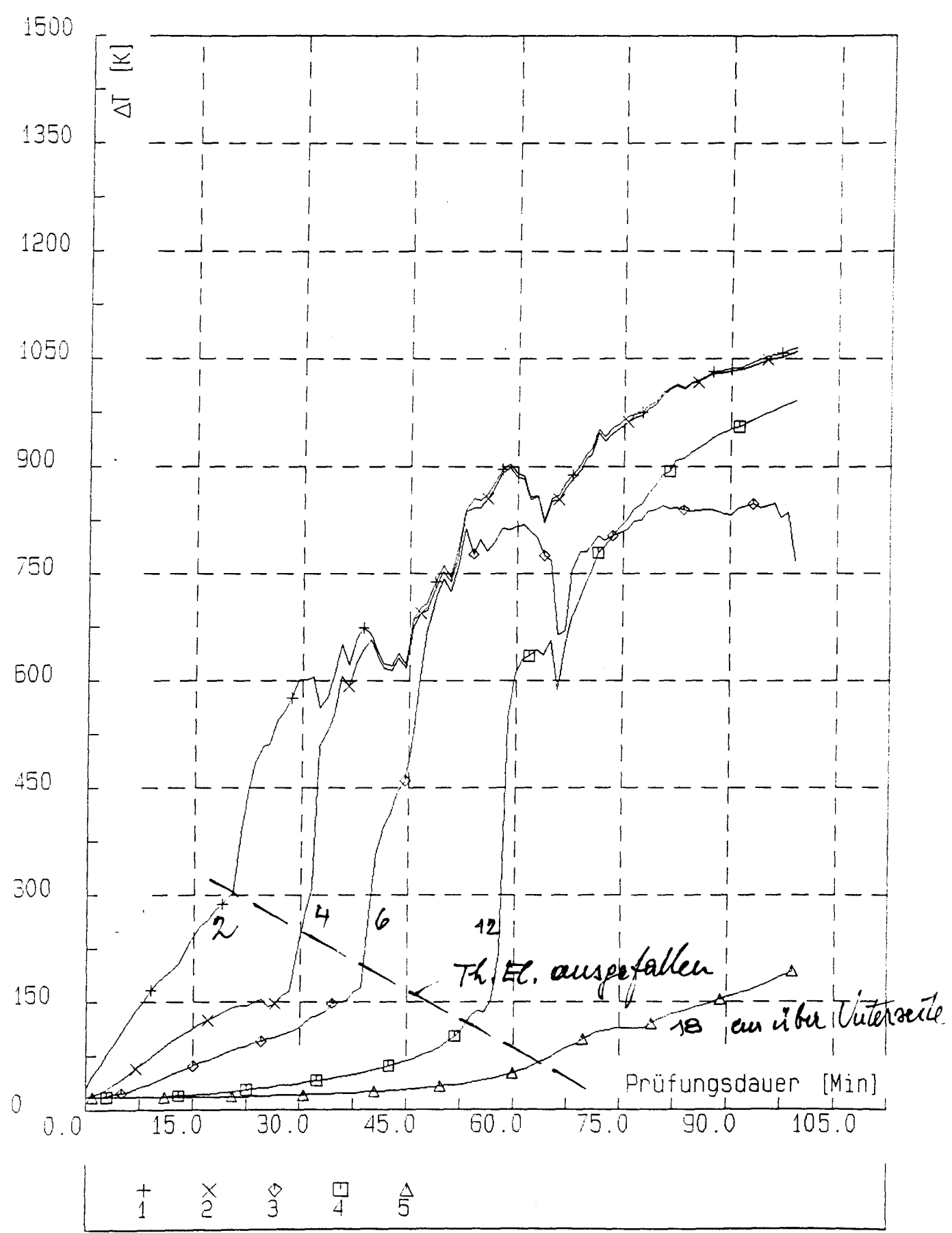


Bild 4.5a: Temperaturen im Querschnittsinneren

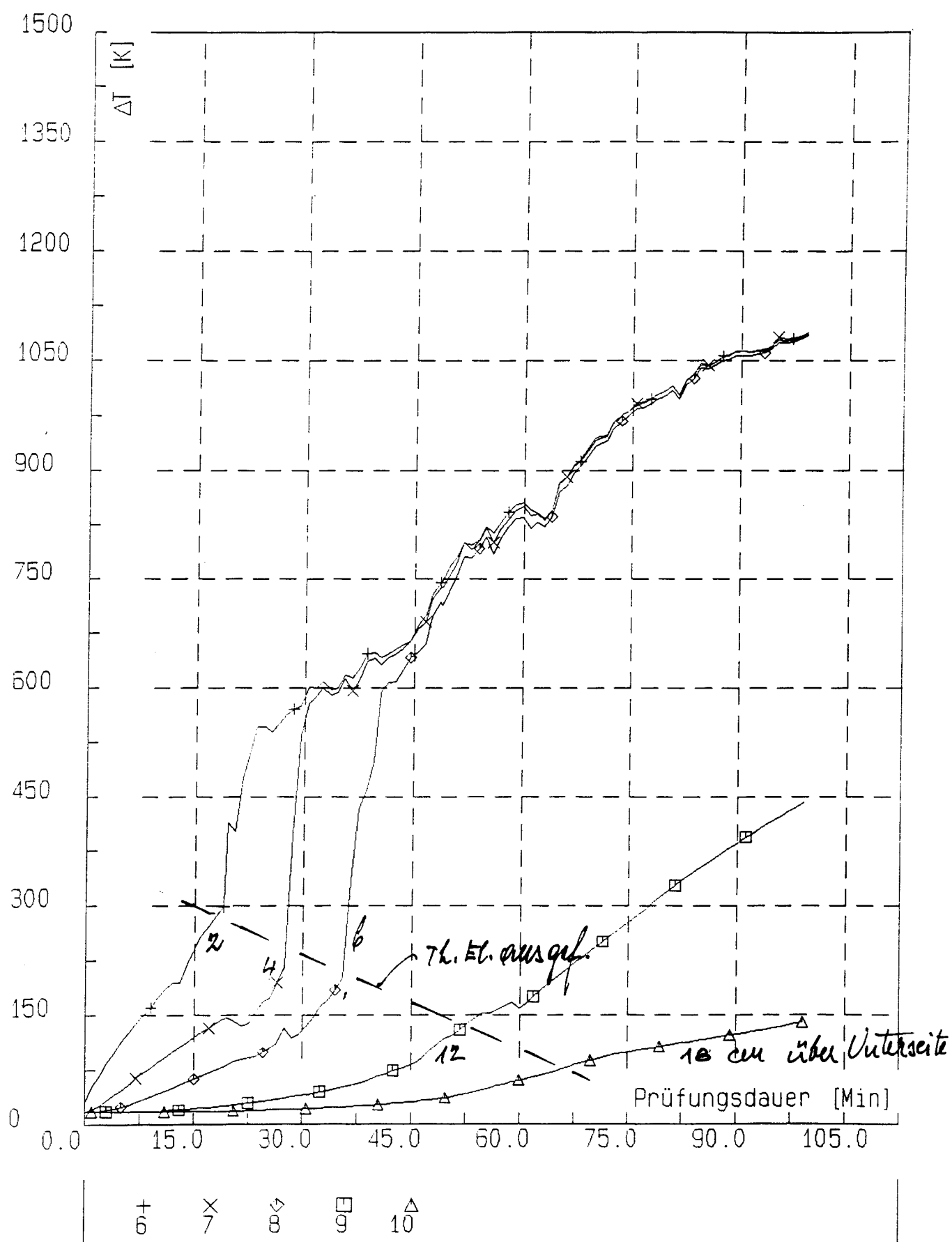
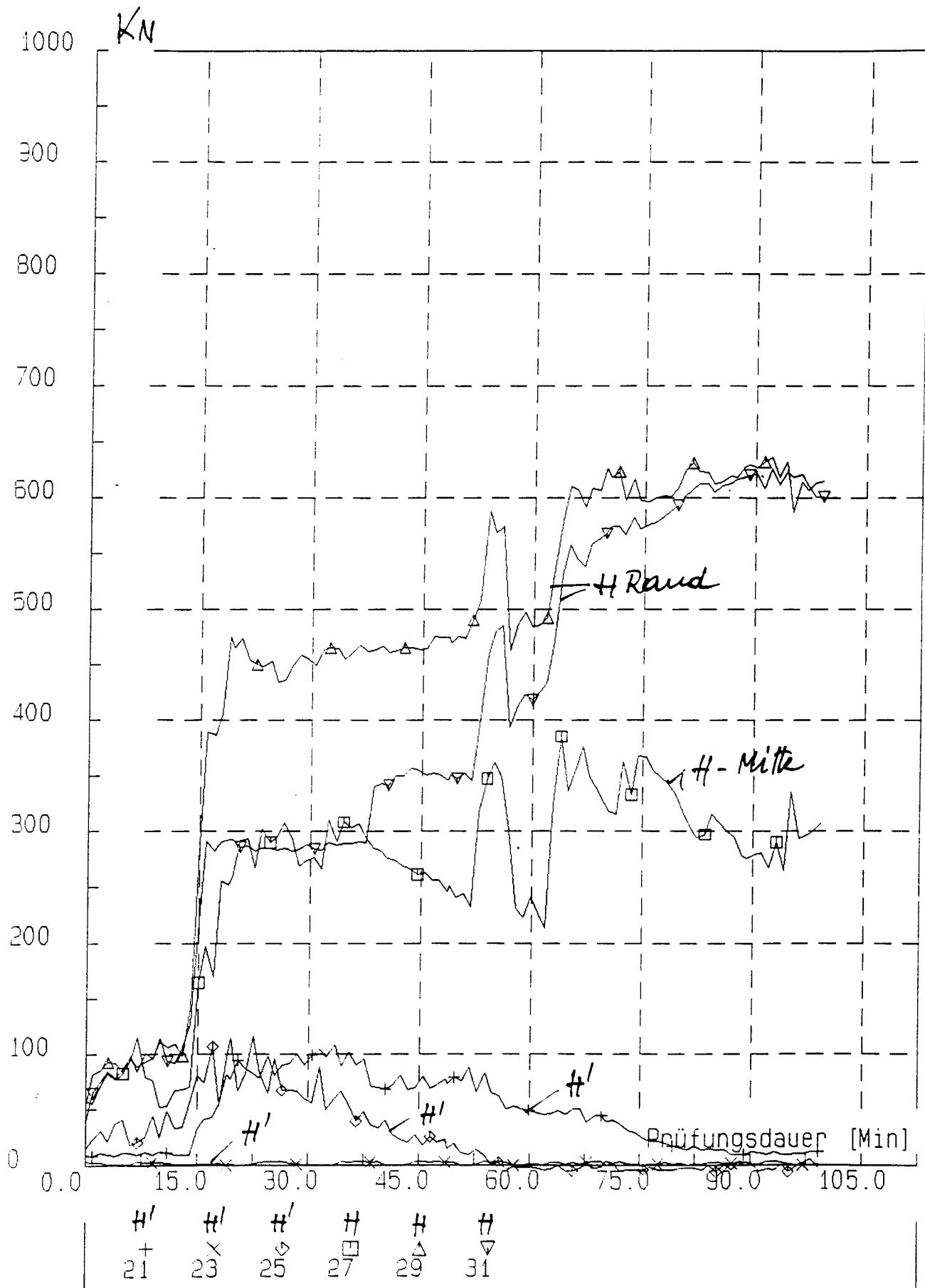


Bild 4.5b: Temperaturen im Querschnittsinneren

Bild 4.6: Kräfte der Horizontalpressen H und H'

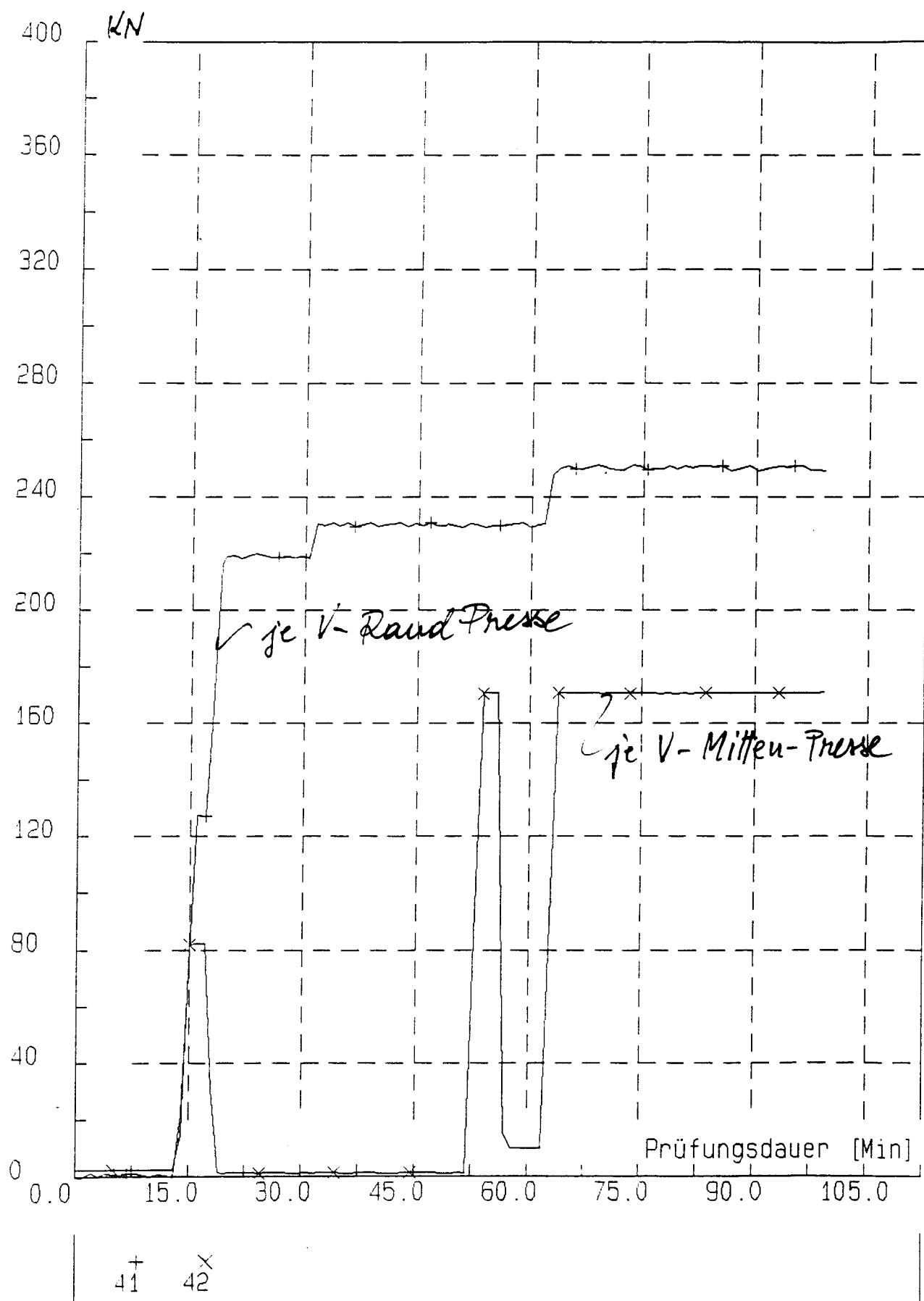


Bild 4.7: Kräfte der Vertikalpressen V

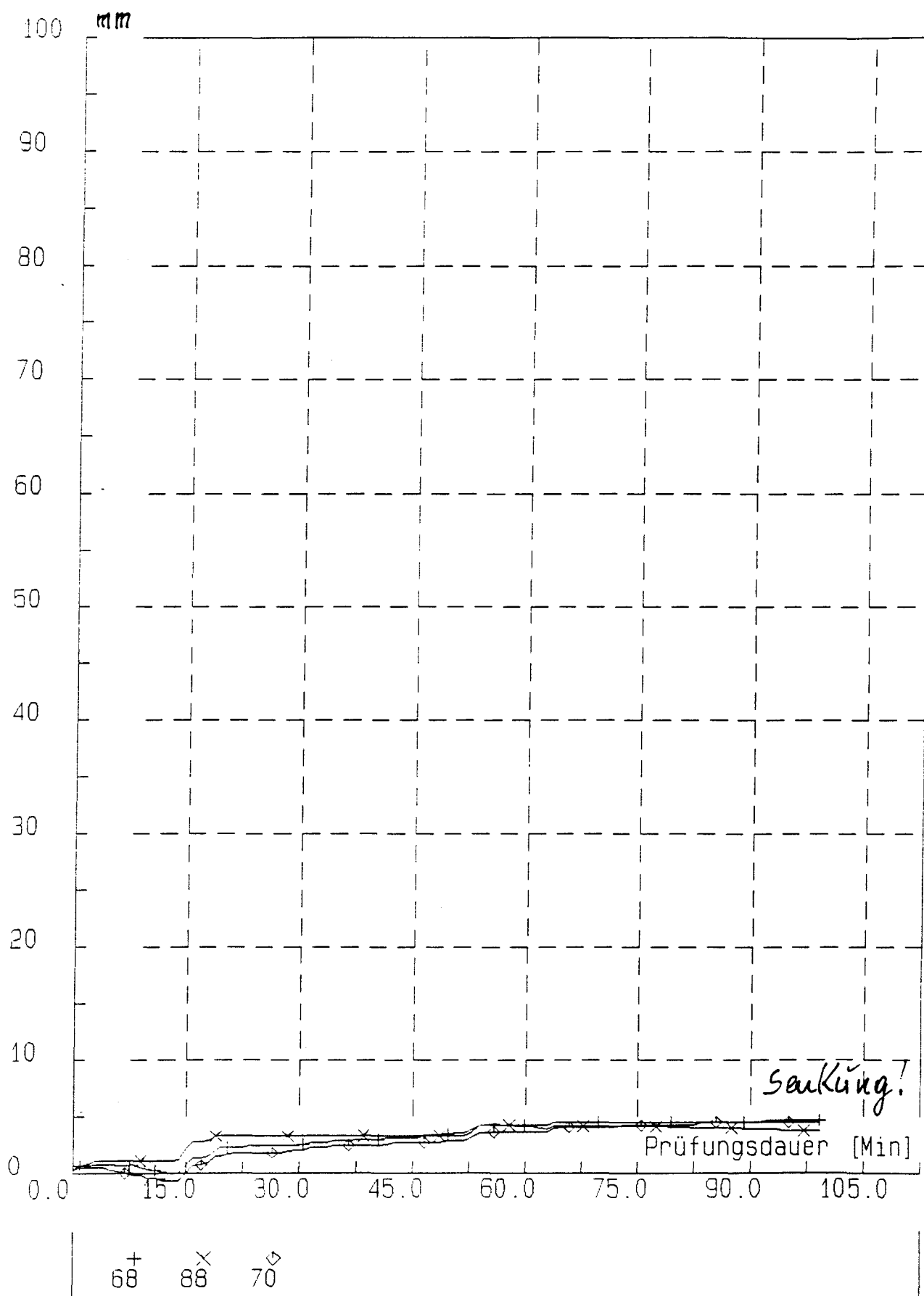


Bild 4.8a: Durchbiegungen der Meßpunkte 7, 8 und 9 (Senkung)

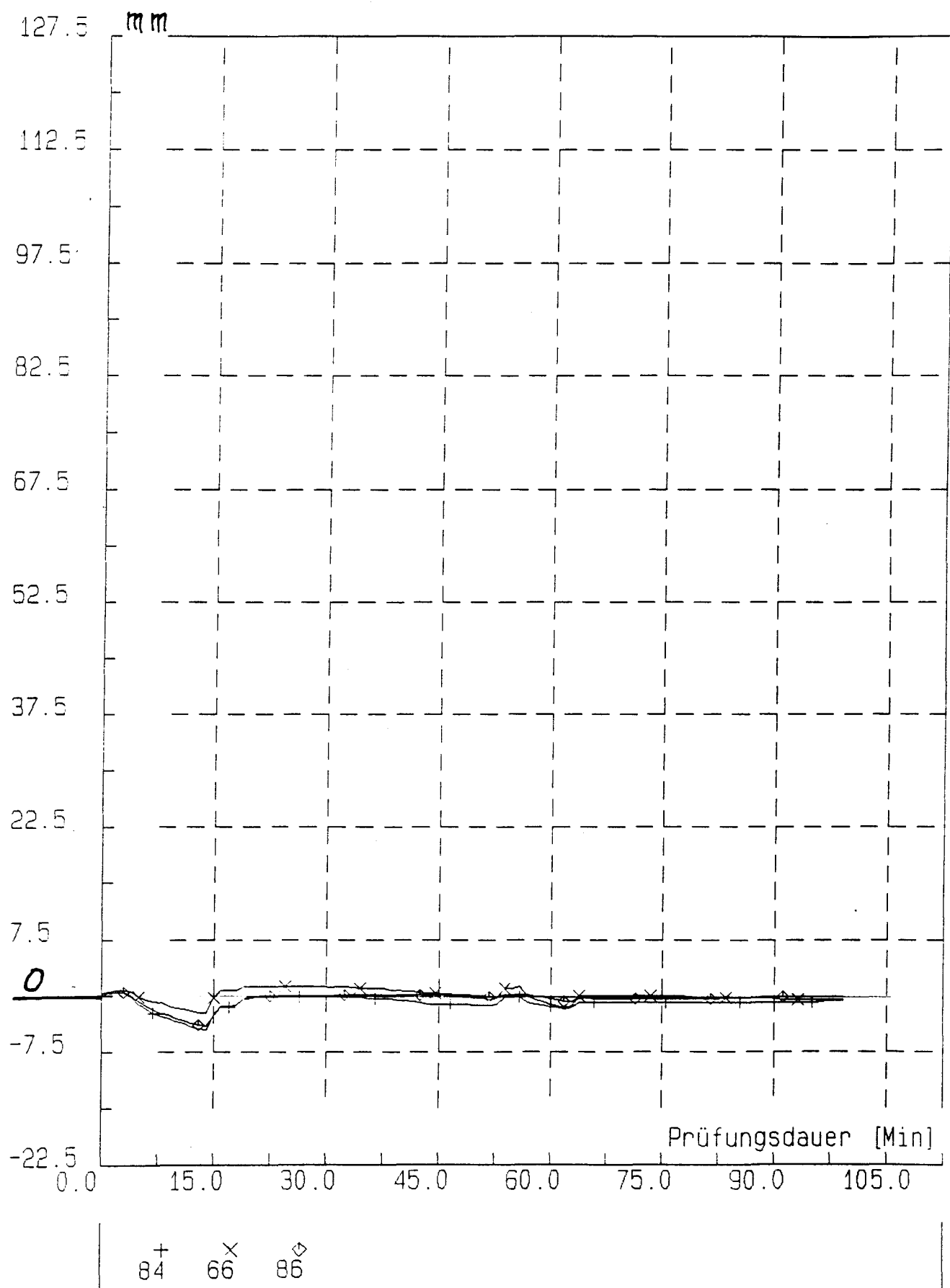


Bild 4.8b: Durchbiegungen der Meßpunkte 4, 5 und 6

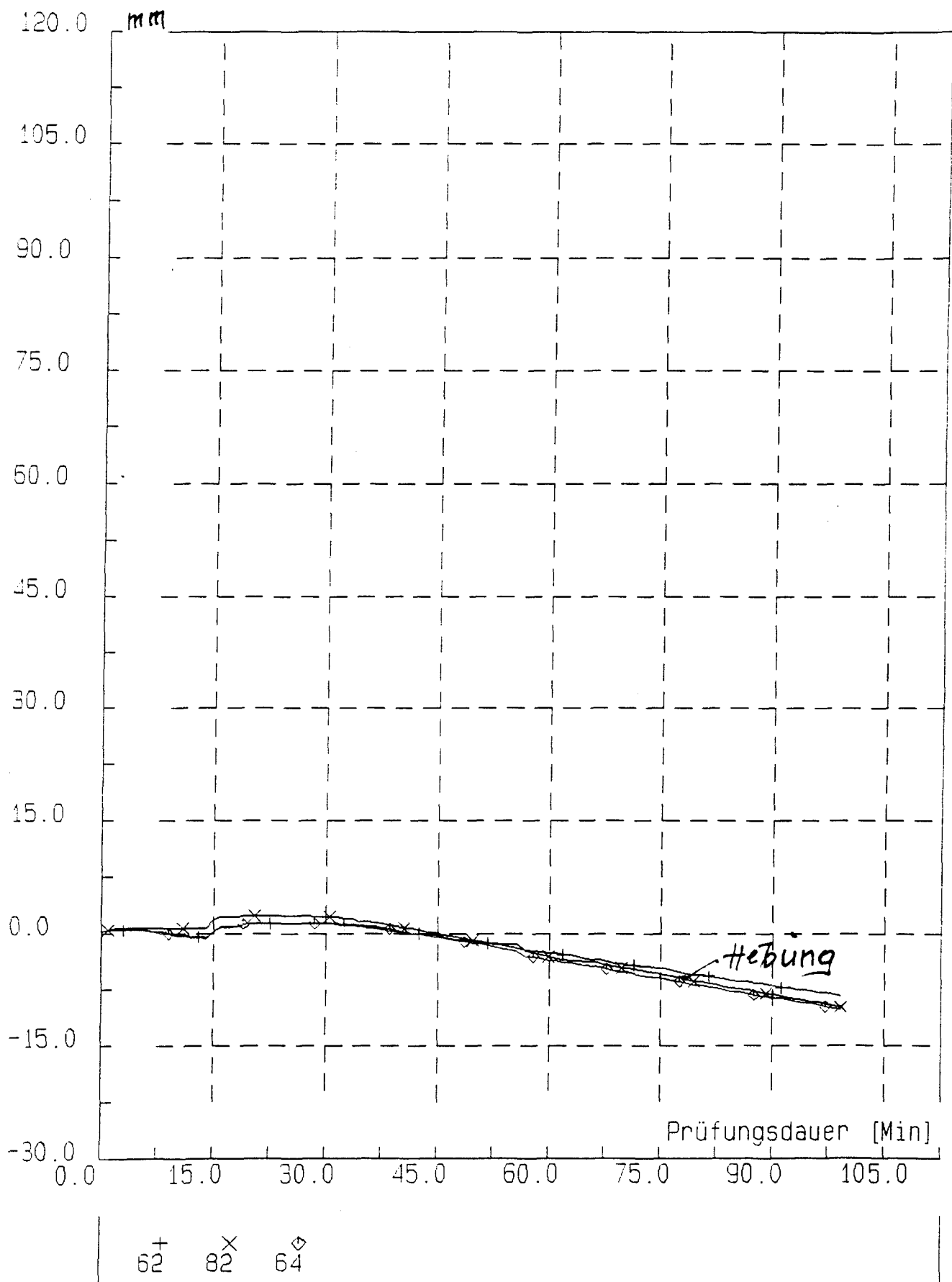


Bild 4.8c: Durchbiegungen der Punkte 1, 2 und 3 (Hebung)



Bild 4.9: Gewölbe 4, Untersicht



Bild 4.10: Gewölbe 4, Untersicht, Ausschnitt



Bild 4.11: Gewölbe 4, Abplatzungen

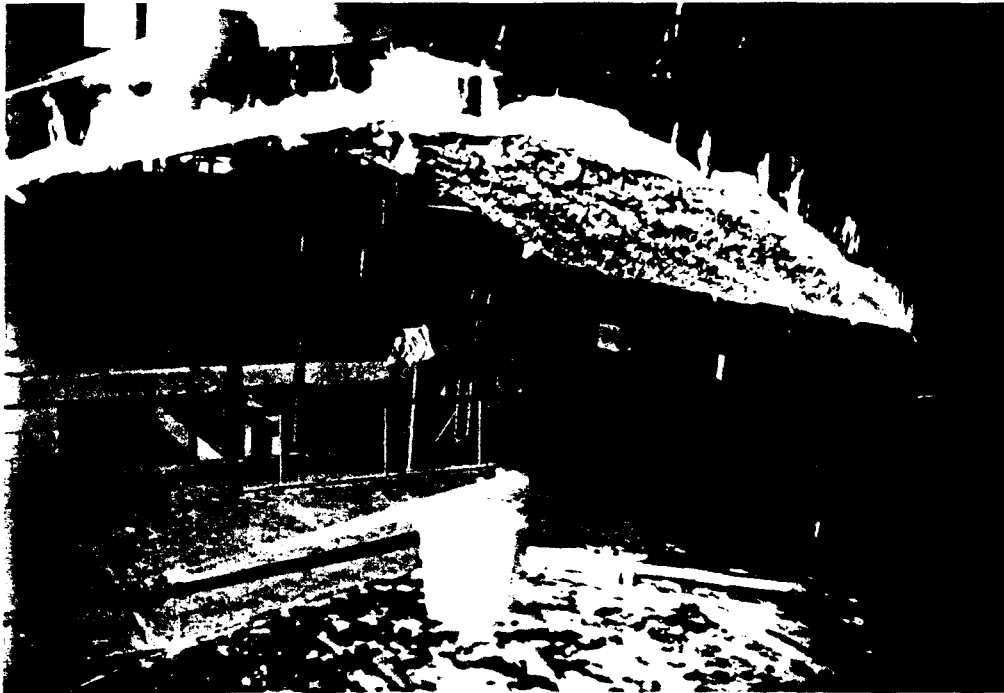


Bild 4.12: Gewölbe 4, Abplatzungen

5. Gewölbe 5

5.1 Übersicht

Als fünftes Versuchsgewölbe kamen einschalige Stahlbeton-Tübbinge mit umlaufenden Gummidichtungen zur Verwendung, wie sie als wasserdichte Auskleidung von Tunneln in Schildbauweise eingesetzt werden. Die für das Versuchsgewölbe verwendeten Tübbinge wurden von der Fa. Wayss & Freitag AG, Frankfurt/Main, dankenswerterweise kostenlos zur Verfügung gestellt; sie stammten aus einer Produktion, die auch für ein Tunnelprojekt im Raume Duisburg Verwendung gefunden hat.

Die Tübbinge zeigen eine Dicke von 30 cm und eine nahe dem Außenrand umlaufende Kunststoff-Dichtung. Sie bestehen aus Stahlbeton mit einer kräftigen kreuzenden und verbügelten Bewehrung an beiden Außenflächen. Die Fugen der Tübbinge zeigen sowohl in Längsrichtung (Richtung der Erzeugenden) als auch in Ringrichtung eine Nut- und Federausbildung (Bild 5.1).

Beim Zusammenbau sind die Tübbingringe in Längsrichtung mit etwa 20 kN/m zusammenzudrücken, um die EPDM-Dichtungen der Firma Phönix, Hamburg, zu aktivieren. Dieser Vorgang wird beim Einbau der Tübbinge im Tunnel automatisch hervorgerufen. Die gleichen Fugendichtungen sind auch in Längsrichtung angeordnet und werden in der Praxis ebenfalls beim Einbau der Tübbings unter Druck gesetzt. Dies erfolgt u.a. dadurch, daß die einzelnen Tübbingringe durch Einschieben eines keilförmigen Tübbings in Ringrichtung unter Druck gesetzt werden (Bild 5.2b).

Die Bettung eines solchen Ringes gegenüber dem anstehenden unregelmäßig ausgebrochenen Gebirge wird durch eine Mörtelschicht erreicht, die vom Tunnel-Inneren her durch Öffnungen im Tübbing in den Spalt zum Gebirge eingepreßt wird. Ein Rückschlagventil verhindert das Zurückfließen des frischen Mörtels.

In Ringrichtung zeigen die Tübbings Schraubenverbindungen, die erforderlich sind, um den Einbau maßgerecht sicherzustellen. In Längsrichtung sind ebenfalls Bolzenverbindungen vorgesehen (Bild 5.1).

Die für den Versuch zur Verfügung gestellten Tübbings zeigen mit $r = 3,00$ m einen etwas geringeren Radius als die bisher durchgeführten Gewölbeversuche.

Die Abmessungen eines Tübbings in Längsrichtung betrugen jeweils 1200 mm, so daß mit drei Tübbingringen eine Länge des Versuchsgewölbes von 3600 mm erreicht wurde.

Die Stützweite des Versuchskörpers betrug nicht ganz 4900 mm, die Pfeilhöhe bis zur Mittelfläche 1280 mm (Bild 5.2a).

Die Aufteilung der Tübbings für das Versuchsgewölbe, einige Details über die Fugenausbildung und Schraubenverbindungen der Tübbinge sowie über die Dichtungen sind in den Bildern 5.1 bis 5.2 zusammengefaßt.

Der Einbau der Tübbings in den Brandofen bereitete einige Schwierigkeiten und machte die Anordnung von Sicherungsgerüsten erforderlich. Durch eine entsprechende Hilfskonstruktion war es möglich, die drei Tübbingringe vor dem Brandversuch in Längsrichtung zusammenzudrücken. Dies erfolgte in zwei Punkten mit einer Kraft von jeweils 75 kN. Im Verlauf des Brandversuches stieg diese Kraft auf je 225 kN, da eine Längsausdehnung des Gewölbes aus Temperaturerhöhung so weit wie möglich verhindert wurde.

Die Tübbinge wurden am 19.07.1990 angeliefert, der Brandversuch konnte jedoch erst am 9.11.1992 durchgeführt werden. Der Beton der Tübbinge war lufttrocken, von einer Durchfeuchtung vor dem Versuch wurde aus versuchstechnischen Gründen abgesehen.

Eine Zusammenstellung der wichtigsten Meßergebnisse wird in Tabelle Bild 5.3 vorgelegt.

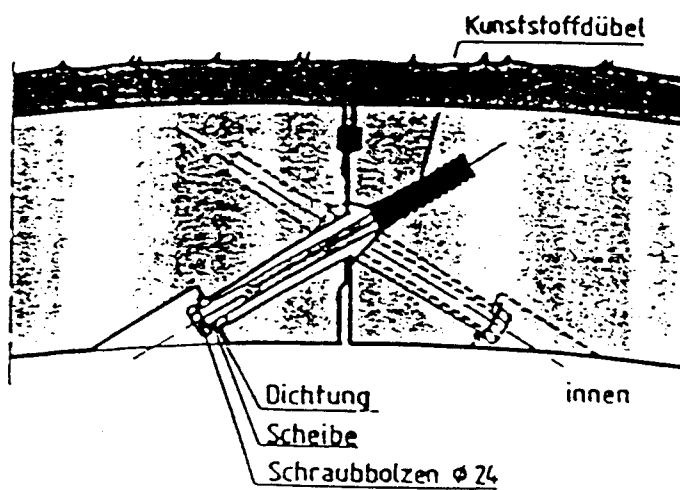
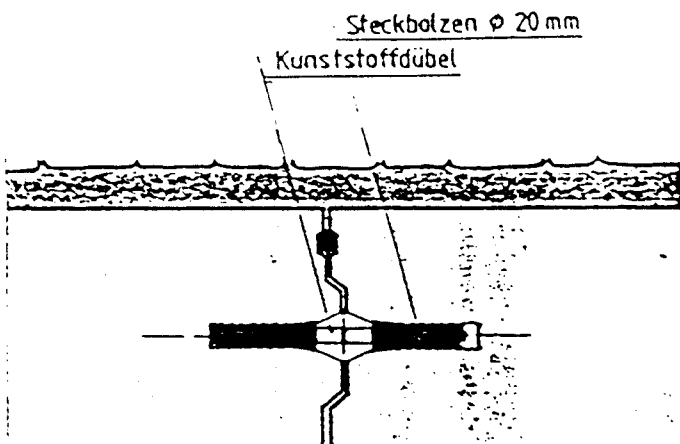


Bild 5.1: Stahlbeton-Tübbinge
Nut- und Federverbindungen,
Bolzenverbindungen



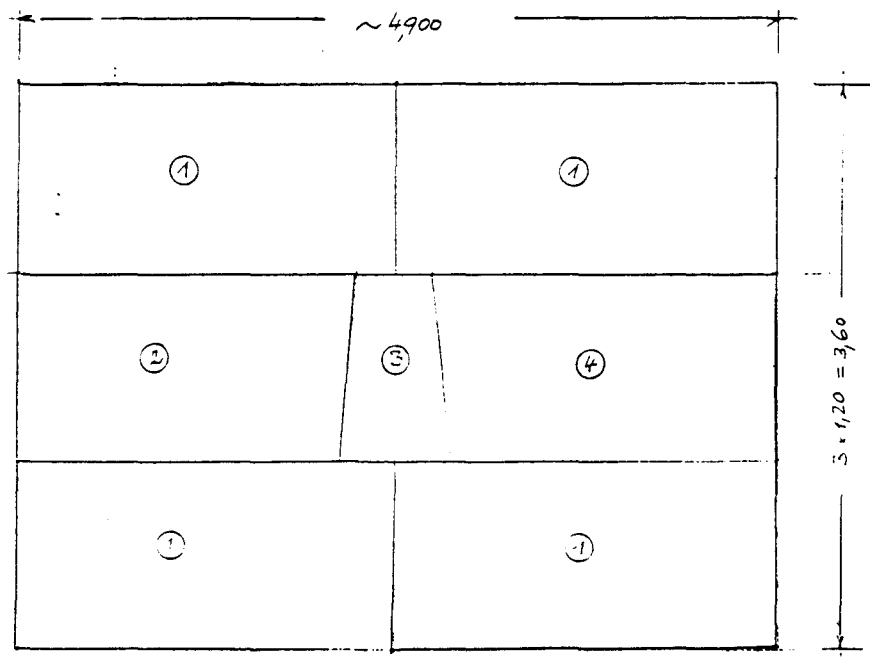
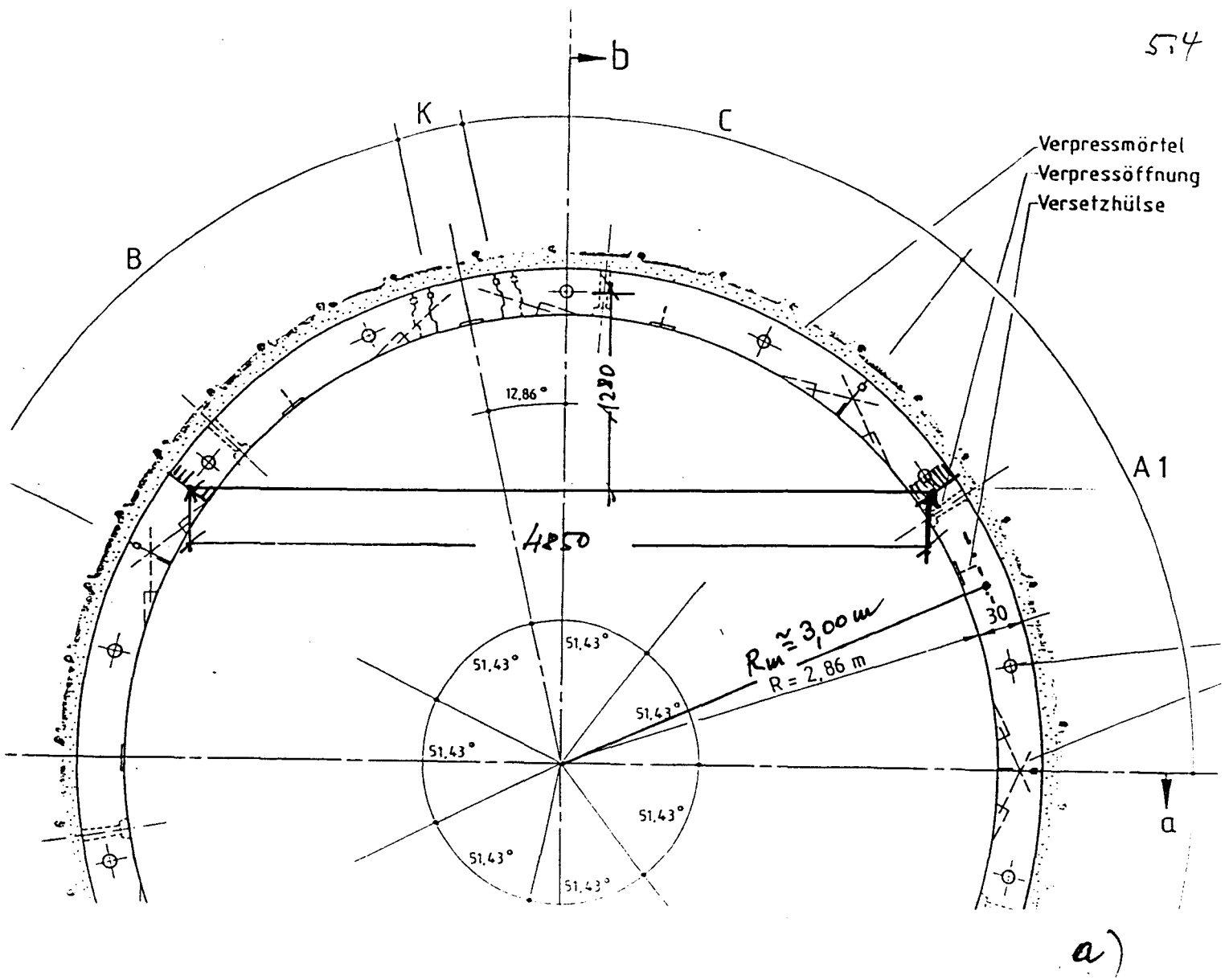


Bild 5.2: a) Tübbing-Verteilung im Tunnel
b) Tübbing-Anordnung im Versuch

Tabelle 5.3: Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsdaten - Gewölbe 5

Last- stufe	Vers. dauer	Heißgas- Tempera- tur	Soll- ETK- Temp.	Temperatur		Pressenkraft H 3)		Pressenkraft V 3)			Durchbiegung im Scheitel 2)		Pressen- längs- kräfte	Beobachtungen
				Beton oben	Fuge	Rand 1)	Mitte	West	Mitte	Ost	Rand	Mitte		
-	min	°C	°C	°C	°C	kN	kN	kN	kN	kN	mm	mm	kN	-
1	0	18	20	18	18	25	25	0	0	0	0	0	- 75	
2	15	700	730	18	18	180	120	130	130	130	- 7	- 2	80	erste Abplatzungen
3	25	780	810	18	18	320	150	200	200	200	- 14	- 7	105	Wasseraustritt an der Oberseite Dampfaustritte
4	38	840	870	18	27	470	240	300	310	300	- 18	- 10	140	starke Wasseraustritte, untere Beweh- rungslage (ü ~ 3,0 cm) wird sichtbar.
5	47	920	920	20	35	490	240	300	310	300	- 20	- 13	158	Abplatzungen, Dampf- u. Wasseraustritte
6	60	950	950	23	43	500	225	300	310	300	- 23	- 16	178	Abplatzungen, Dampf- u. Wasseraustritte
7	90	1015	1005	37	65	540	175	300	310	300	- 28	- 21	215	Rißbildungen in Richtung der Erzeugenden nahe der Tübbingränder, Wasseraustritte
8	100	1050	1020	40	67	550	150	300	320	300	- 30	- 23	225	Brenner abgeschaltet, Abplatzungen partiell max. 50 mm tief

1) max. Betonspannung auf Restquerschnitt ~ 30 - 5 = 25 cm, bezogen am Rand $\approx 0,55/1,2 \cdot 0,25 = 1,84 \text{ MN/m}^2$

2) Hebung (-); Senkung (+)

3) Jeweils auf eine Breite des Ringes von 1,20 m wirkend

In Laststufe 8: Randbereich H = 460 kN/m; im Mittel H = 350 kN/m, V = 510 kN/m

$$\Sigma V = 1040 \text{ kN} \rightarrow 1,840/3,60 \cdot 4,95 = 0,11 \text{ MN/m}^2 \text{ GF}$$

55

5.2 Einzelheiten zum Versuchsablauf

5.2.1 Baustoffgüten

Detaillierte Angaben über den Tübbingbeton und die Güte der eingebauten Stähle fehlen, die Festigkeit des Betons wurde an Bohrkernen mit einer Zylinderdruckfestigkeit von rd. 85 N/mm^2 ermittelt, die Bewehrungsstäbe entsprachen einem Rippenstahl S 500.

5.2.1 Temperaturstufen

Die ETK fordert - unter Einbeziehung einer Ausgangstemperatur von 20 °C - folgende Temperaturen:

Minuten	Soll °C	erreicht wurden (Bild 5.4) °C
10	680	658
20	780	761
30	840	822
45	880	900
60	950	950
90	1005	986

Das Alter der Versuchskörper betrug mehr als zwei Jahre; sie schienen kein freies Wasser zu enthalten. Dennoch traten Abplatzungen an zwei Tübbings mit einer örtlich begrenzten Tiefe von 50 mm auf und zeigten sich Dampf- und Wasseraustritt während des Brandversuchs.

5.2.2 Bauteiltemperaturen

Der nachträgliche Einbau von Thermoelementen in die Tübbings schien nicht ratsam zu sein, weil Fehlmessungen nicht auszuschließen waren. Daher wurden an 8 Stellen Thermoelemente in Längs- und Ringfugen sowie an 7 Stellen auf der Gewölbeoberfläche angebracht. Die Meßorte sind auf Bild 5.5 angegeben, die Meßergebnisse auf Bild 5.6 und 5.7 zu finden. Nach 90 min ETK-Angriff wurden im Bereich der Dichtungen bis zu 65 °C gemessen, auf der Bauteil-Oberfläche erwartungsgemäß nur etwa 37 °C.

5.2.3 Horizontal-Pressenlasten

Bild 5.8 zeigt die Horizontalpressenkräfte, die zur Verhinderung von Horizontalverschiebungen aufgebracht werden mußten. Es ergaben sich keine Verschiebungen. Auffallend ist der Umstand, daß die mittlere Horizontalpresse nur etwa halb so große Kräfte abzugeben hatte wie die beiden Randpressen. Dies

ist offensichtlich auf den Umstand zurückzuführen, daß der mittlere Tübbingring zwei Längsfugen enthielt, während die beiden Randringe nur je eine Scheitelfuge - von den Fugen in den Auflagerbereichen abgesehen - enthielt.

Zu beachten ist, daß jede H-Pressen auf einen 1,2 m breiten Ring einwirkte.

H'-Pressen waren nicht eingesetzt, da ihr Einbau auf eine Ringbreite von 1,2 m nicht angepaßt werden konnte.

5.2.4 Vertikalpressen-Kräfte

Bild 5.9 zeigt den Einsatz der sechs Vertikalpressen, die annähernd identische Kräfte abgaben. Etwa bis zur 40. Versuchsminute stiegen die Pressenkräfte je Presse auf etwa 300 kN an und mußten dann konstant gehalten werden, weil die Kapazitätsgrenze erreicht war.

Auch bei den V-Pressen ist zu beachten, daß sie auf Ringe von je 1,20 m Breite einwirkten.

5.2.5 Durchbiegungen

Die Durchbiegungen wurden nur im Scheitel jedes der drei Tübbingsringe gemessen; die Meßergebnisse sind auf Bild 5.10 dargestellt. Während die Scheitelhebungen der beiden Randringe konform bis zu etwa 30 mm ansteigen, bleibt die Hebung des mittleren Ringes um etwa 7 mm zurück - auch dies vermutlich die Folge des Umstandes, daß dieser Ring im Scheitelbereich zwei Längsfugen aufwies.

Es ist somit nicht gelungen, die Dehnungsverformungen des Gewölbes zu verhindern, was angesichts der hohen Betongüte, vergrößerten Bauteildicke und fehlender signifikanter Querschnittsverluste durch Abplatzungen auch verständlich ist.

5.2.6 Kraftanstieg in den Gewölbefugen

Wie bereits beschrieben, wurden die drei Tübbingringe vor Versuchsbeginn mit einer Hilfskonstruktion in Längsrichtung zusammengepreßt, um die Dichtungen in den Gewölbefugen praxisentsprechend zu schließen. Es wurden Pressen mit $2 \times 75 = \leq 150 \text{ kN}$ auf die Gewölbe-Stirnfläche ($L \approx 5,0 \text{ m}$) angesetzt, so daß etwa $150/5 = 30 \text{ kN/m}$ einwirkten. Die Gewölbefugen wurden hierdurch deutlich sichtbar zusammengedrückt.

Im Verlauf des Brandversuchs wurden Dehnungen in Längsrichtung verhindert, wodurch sich ein Anstieg der Pressenkräfte auf etwa $2 \times 225 = 450 \text{ kN}$ ergab, der nach Erkalten des Gewölbes auf $2 \times 60 \approx 120 \text{ kN}$ zurückging.

Die Längsfugen des Gewölbes wurden vor Versuchsbeginn mit etwa 20 kN/m zusammengedrückt. Der Druck zu Versuchsende (90 Min.) entspricht im Scheitel der Kraft einer H-Pressen mit etwa $540 \text{ kN} = 450 \text{ kN/m}$ ($B = 1,20 \text{ m}$). Die etwa $3,0 \text{ cm}$ breite Dichtung wird theoretisch mit dieser Kraft beansprucht und erfährt eine Pressung von $0,450/0,03 = 15 \text{ MN/m}^2$.

5.2.7 Nachrechnung

Die Messung der Wege der Horizontal-Pressen ergab keine Verschiebungen. Der Federweg der Dichtungssteifen beträgt bei einer Druckbeanspruchung von etwa 25 kN/m nur 8 mm (Bild 5.11) und wird daher bei einer Beanspruchung von 450 kN/m aus max. H weit überschritten. Es muß davon ausgegangen werden, daß die Gewölbedruckkraft unmittelbar in den Beton-Kontaktflächen der Tübbings aufgenommen wird.

Das Versuchsgewölbe 5 wird durch folgende Angaben definiert:

Stützweite $L = 4850 \text{ mm}$, Pfeilhöhe 1280 mm , Bogenlänge 5710 mm , Bauteilhöhe $h = 300 \text{ mm}$, Betongüte $\sim 85 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} I_0 &= 0,3^3/12 = 0,00225 \text{ m}^4 & E &= 35.000 \text{ MN/m}^2 & EI_0 &= 79 \text{ MNm}^2/\text{m} \\ F &= 0,3 \text{ m}^2/\text{m} & EF_0 &= 10.500 \text{ MN} \\ EI_T &\approx 0,15 \cdot EI_0 = 11,8 \text{ MNm}^2/\text{m} & & (\text{nach } 90' \text{ ETK}) \\ EF_T &\approx 8.400 \text{ MN} & E_T &\approx 28.000 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Die Abminderung von EI_0 auf 15 % erfolgt im Hinblick auf die unbewehrten Längsfugen.

Scheitelhebung der Randbereiche $\sim 28 \text{ mm}$ nach 90' ETK

Scheitelhebung des Mittelbereiches $\sim 21 \text{ mm}$ nach 90' ETK

Bei der Umrechnung des Vergleichsgewölbes, das in Abschn. 0.7.3 behandelt wurde, auf die geometrischen und temperaturrelevanten Werte von Gewölbe 5 ist zunächst die größere Pfeilhöhe mit $1,28 \text{ m}$ zu berücksichtigen. Die Schnittgrößen werden im Verhältnis $1,0/1,28 = 0,78$ kleiner.

Die Temperaturerhöhung in der Mittelfläche kann mit 200 K übernommen werden, der Gradient ergibt sich jedoch mit etwa $\Delta T = 260 \text{ K} < 370 \text{ K}$.

Da sich die Bogenlänge hier wie im Vergleichsgewölbe unter Temperatureinwirkung um $2 \text{ ‰} = \text{etwa } 11,5 \text{ mm}$ dehnt, wird die Scheitelhebung aus LF1 vorläufig unverändert mit

$$w = - 11,5 \text{ mm}$$

angenommen. Die geringen Hebungen nach LF2 werden mit $- 2,0 \text{ mm}$ abgeschätzt.

Aus LF3 kann eine Scheitelsenkung für $2 P = 510 \text{ kN/m}$ mit $w_p = 0,78 \cdot 0,7 \cdot 79,0/11,8 \cdot 510/400 =$

$$w_p = + 4,7 \text{ mm}$$

ermittelt werden.

Die Schnittgrößen im Scheitel nach 90' ETK-Brandangriff werden wie folgt abgeschätzt:

$$\begin{aligned}\text{LF1: } M &= - 0,78 \cdot 121,4 \cdot 11,8/79,6 = - 12,0 \text{ kNm/m} \\ H &= - 0,78 \cdot 120,9 \cdot 11,8/79,6 = - 12,0 \text{ kN/m} \\ \text{LF2: } M &= - 0,78 \cdot 671,0 \cdot 11,8/79,6 = - 78,0 \text{ kNm/m} \\ H &= - 0,78 \cdot 667,9 \cdot 11,8/79,6 = - 78,0 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Zu Versuchsende wirkten $V = 2 \cdot 255 = 510 \text{ kN/m}$:

$$\begin{aligned}\text{LF3: } M &= + 0,78 \cdot 15,4 \cdot 510/400 = + 15,3 \text{ kNm/m} \\ H &= - 0,78 \cdot 345,0 \cdot 510/400 = - 345 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Rechnerisch somit:

$$\Sigma H = - 12,0 - 78,0 - 345,0 = 435 \text{ kN/m}$$

Demgegenüber wurden im Versuch gemessen:

i.M. $H = 350 \text{ kN/m}$, in den beiden Randringen $H = 460 \text{ kN/m}$

V betrug $2 \cdot P = 510 \text{ kN/m}$

Die H-Kräfte aus LF3 erreichten in der Größenordnung die gemessenen Horizontal-Kräfte, was auf einen sehr weitgehenden Abfall der Biegesteifigkeit EI_T schließen und den gänzlichen Ausfall zumindest des LF2 vermuten läßt; d.h. das Gewölbe verhält sich nahezu wie eine Gliederkette. Es wäre dann die Annahme vertretbar, daß sich die Gewölbedruckkräfte nur im unteren Drittel der Gewölbedicke h übertragen. Dort aber beträgt die Betontemperatur etwa $400 - 500 \text{ }^\circ\text{C}$, so daß sich gegenüber einer Mittelflächentemperatur von $200 \text{ }^\circ\text{C}$ eine rechnerische Scheitelhebung von etwa $- 11,5 \cdot 450/200 =$

$$w = - 26 \text{ mm}$$

ermitteln läßt. Dieser Wert kommt den im Versuch gemessenen Hebungen von 21 bzw. 28 mm nahe. Zweifelhaft bleibt, ob die im LF3 ermittelte rechnerische Scheitelsenkung von 4,7 mm tatsächlich auftrat; sie ergibt sich vor allem aus dem angenommenen Abfall der Biegesteifigkeit EI_T gegenüber EI auf 15 %, was für die Verformungsrechnung für LF3 möglicherweise nicht zutrifft, weil bei der Scheitelsenkung auch Querschnittsbereiche nahe der Gewölbeoberseite mitwirken könnten.

5.3 Zusammenfassung

Es wurde ein Gewölbe, bestehend aus Stahlbetontübbings mit 30 cm Dicke, unter einer Brandbelastung nach ETK bis über 90 min hinaus geprüft. Der Beton besaß eine Festigkeit entsprechend B 85, und wegen seines mehr als zwei Jahren betragenden Alters eine vergleichsweise geringe Eigenfeuchte. Abplatzungen traten nur im vergleichsweise geringen Ausmaße auf. Aus diesem Grunde war es nicht möglich, mit Hilfe der vorhandenen Versuchseinrichtungen Hebungen des Gewölbes während der Brandbelastung zu verhindern.

Das Versuchsgewölbe bestand aus drei Tübbingringen, von welchen der erste und dritte Ring identisch ausgebildet waren, während der mittlere Ring ein konisches Zwischenstück aufwies. Die aus versuchstechnischen Gründen erforderliche Fugenteilung entspricht nicht ganz den üblicherweise bei praktischen Ausführungen gewählten Teilungen, weil durchgehende Längsfugen in den Auflagerbereichen gebildet werden mußten. Es ist jedoch bekannt, daß im Ausland durchaus auch Tübbing-Konstruktionen verlegt werden mit ähnlicher Fugenteilung.

Die verwendeten Tübbings stammten aus einer Fertigung, die für ein Bauvorhaben im Raume Duisburg Anwendung fanden. Zur Lagesicherung waren die Ringfugen durch Nut und Feder verzahnt und besaßen nahe ihrem oberen Rande umlaufende Dichtprofile. Die beim Zusammenbau der Tübbings vorgesehene Ringverschraubung wurde auch am Versuchskörper ausgeführt, um die Dichtprofile bereits bei der Montage planmäßig zu komprimieren. Darüber hinaus wurde nach dem vergleichsweise aufwendigen Zusammenbau des Versuchsgewölbes im Versuchsofen noch im kalten Zustand eine Druck-Vorbelastung von rd. 20 kN/m aufgebracht, um den Gewölbeschub aus Eigengewicht aufzufangen und die beim Einbau benötigten Hilfsgerüste unter dem Gewölbe ausbauen zu können. Die bei der untersuchten Tübbingkonstruktion vorgesehene Möglichkeit einer Bolzenverbindung in Längsrichtung wurde nicht genutzt, weil die Tübbingringe ohnedies auch in Längsrichtung durch eine Pressenkonstruktion unter Druck gesetzt wurden. Die auf den Tübbingen zusätzlich zu den Dichtprofilen angebrachten plastischen Fugenmaterialien wurden auf Empfehlung der Firma Wayss & Freitag AG vor dem Zusammenbau weitgehend entfernt. Sie nehmen im Endzustand nach dem Einbau keinerlei Spannungen auf.

Die Temperaturen an der Bauteiloberfläche erreichten erwartungsgemäß nur etwa 40 °C; im Bereich der Dichtungen wurden im Mittel 60 °C gemessen. Demzufolge ist davon auszugehen, daß auch bei einem 90 min langen Brandangriff nach ETK die Tübbing-Dichtungen weitestgehend unversehrt bleiben.

Der Beginn der Abplatzungen wurde im Brandversuch bereits ab der 10. Versuchsminute beobachtet und hielt bis zur 30. Versuchsminute an. Beginnend mit der 14. Versuchsminute trat flüssiges Wasser auf der Oberfläche des Versuchsgewölbes auf, zunehmend bis zur 35. Minute. Gleichzeitig trat kontinuierlich Dampfentwicklung, beginnend mit der 14. Minute bis zum Versuchsende auf.

Aus den im Versuch gemessenen maximalen horizontal und vertikal wirkenden Pressenkräften kann ein vertikal gerichteter Druck gegen das anstehende Gebirge in einer Größenordnung bis zu 200 kN/m² abgeleitet werden. Da aber beträchtliche Hebungen des Scheitels nicht verhindert werden konnten, ist damit zu rechnen, daß in einem wirklichen Brandfalle wesentlich höhere Anpreßdrücke des Tunnelgewölbes gegen das Gebirge auftreten, die allerdings u.a. wegen der Dichtprofile die in Abschnit 0.7.5 errechneten maximalen Drücke von 2,0 MN/m² kaum erreichen dürften.

Einige Eindrücke vom Versuchsaufbau und vom Zustand der Tübbinge nach Abschluß des Brandversuchs geben die anschließenden Fotos 5.12 bis 5.16 wieder.

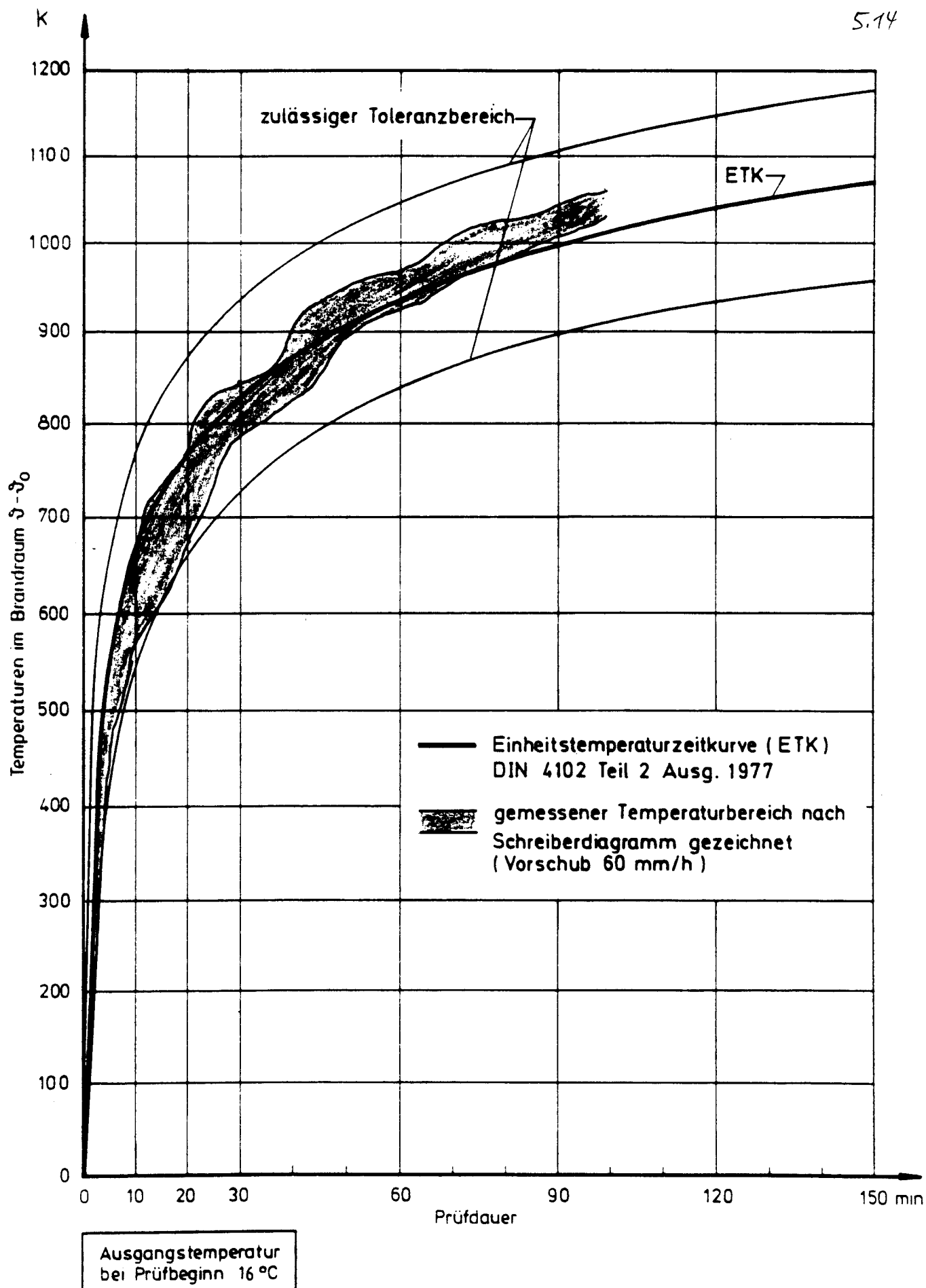


Bild 5.4 Heißgas-Temperaturen im Brandraum

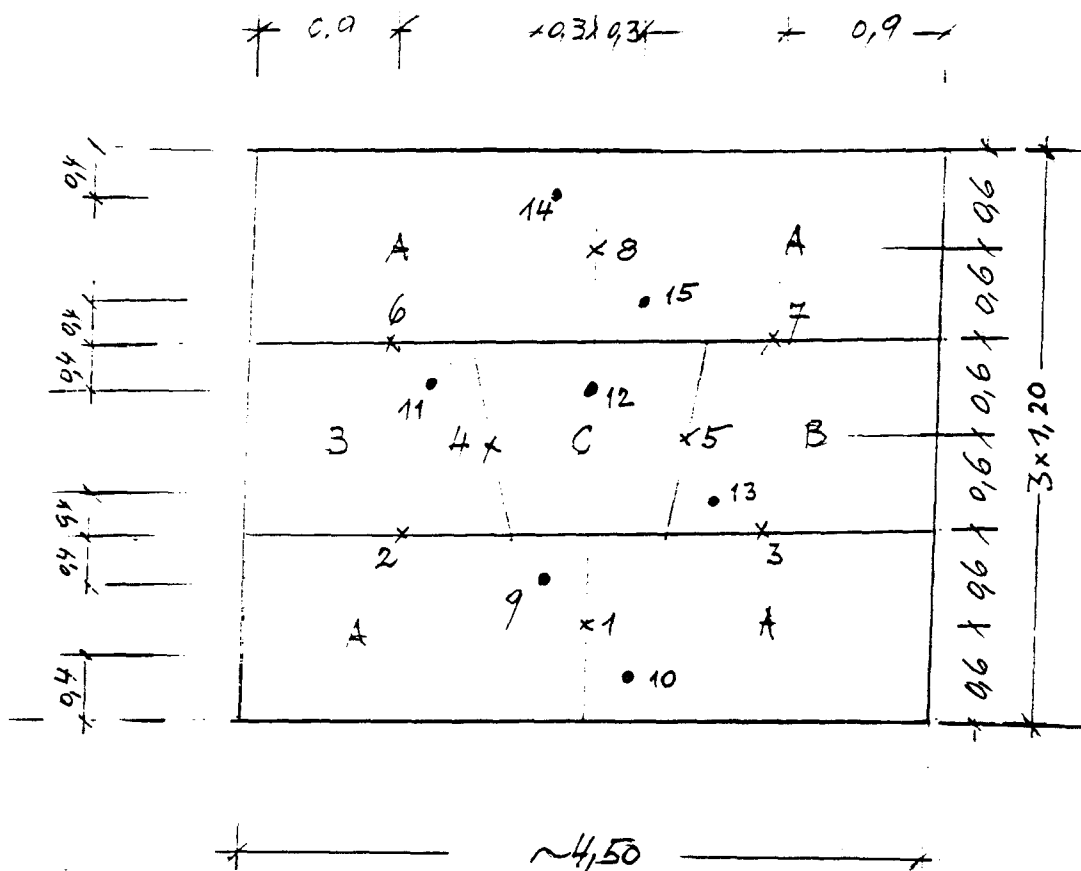


Bild 5.5: Anordnung der Thermoelemente

- Oberseite der Tübbinge
x in den Fugen

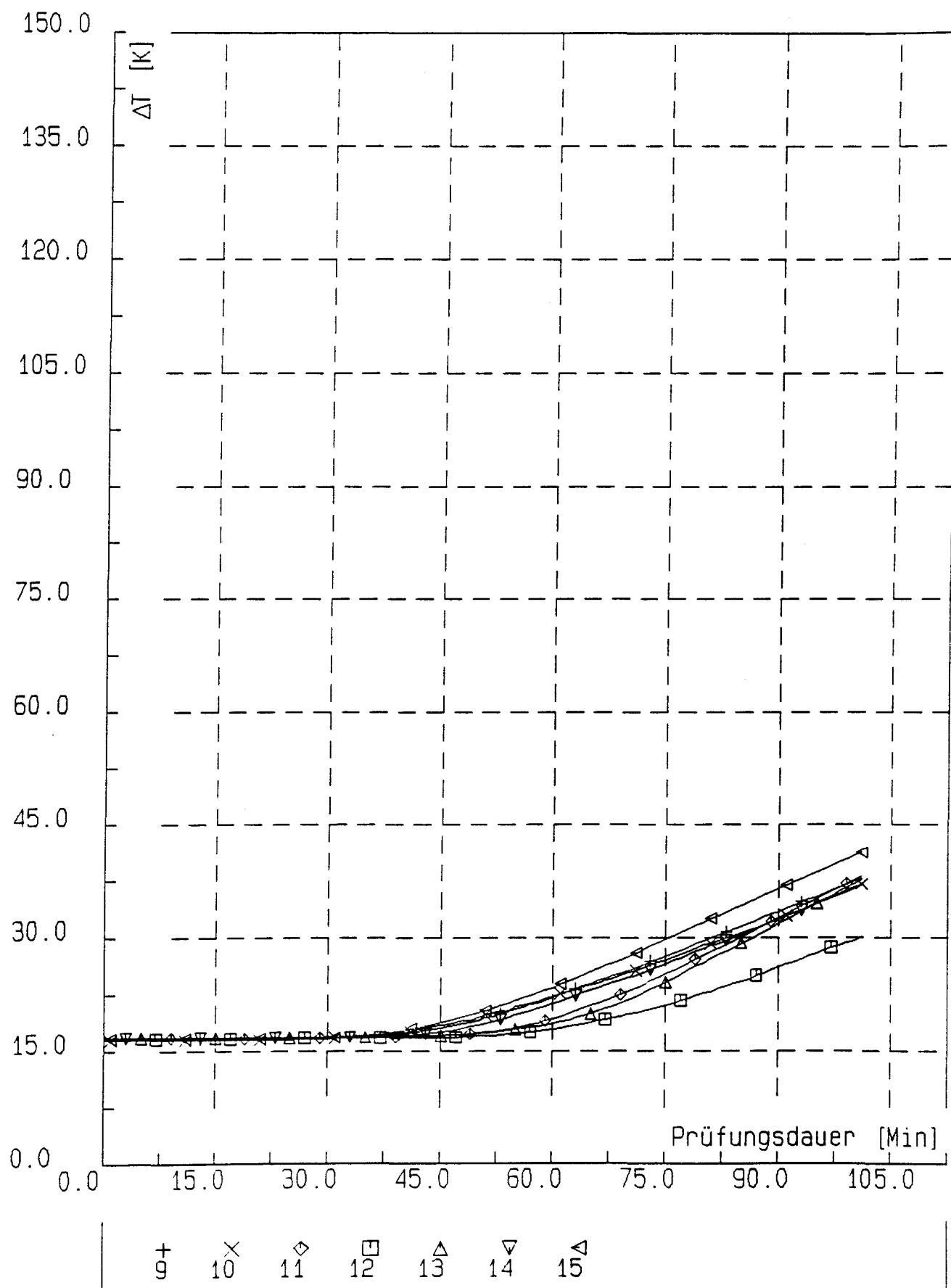


Bild 5.6: Gewölbe 5, Temperaturen an der Oberseite

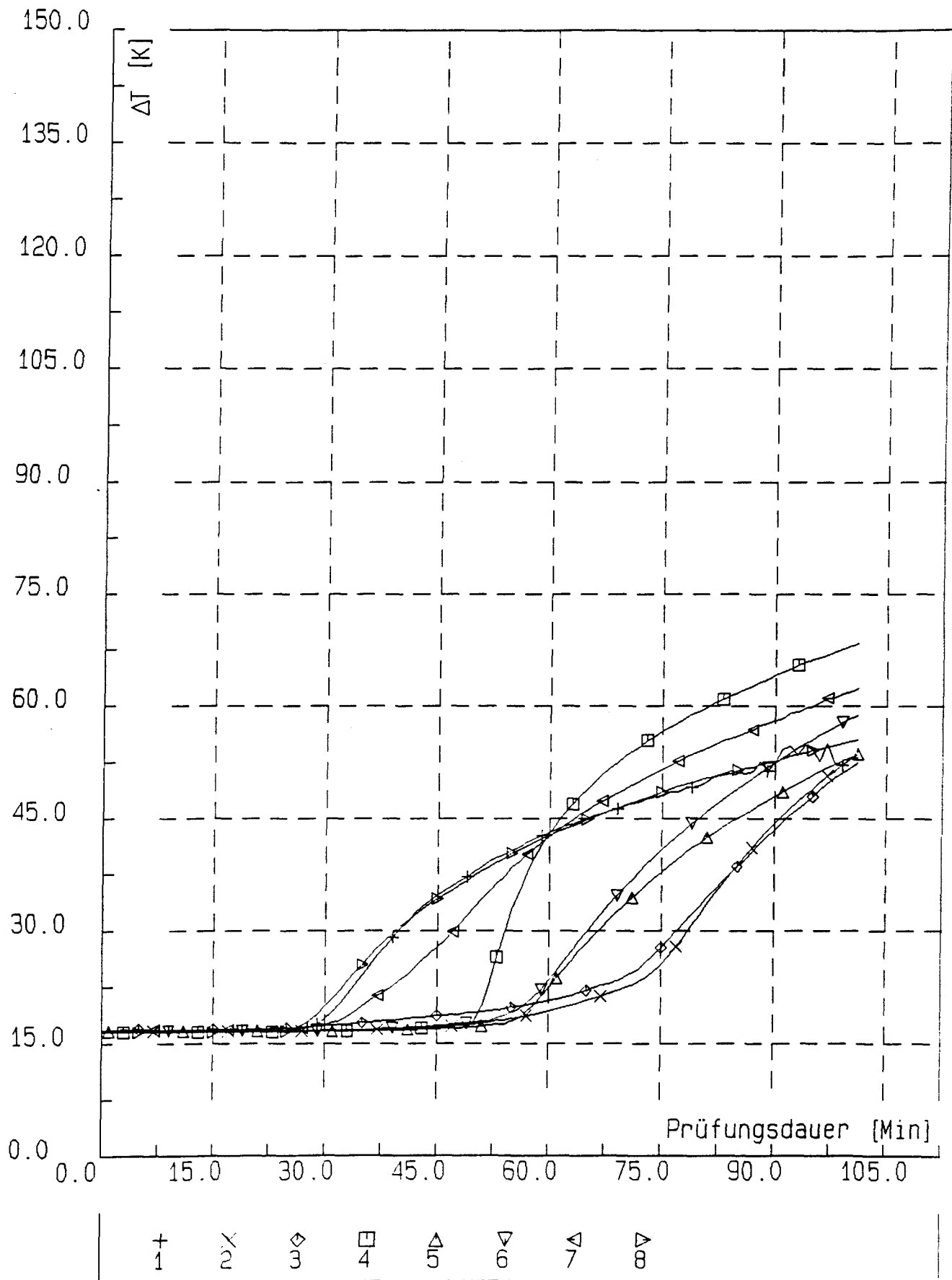


Bild 5.7: Gewölbe 5, Temperaturen in den Fugen

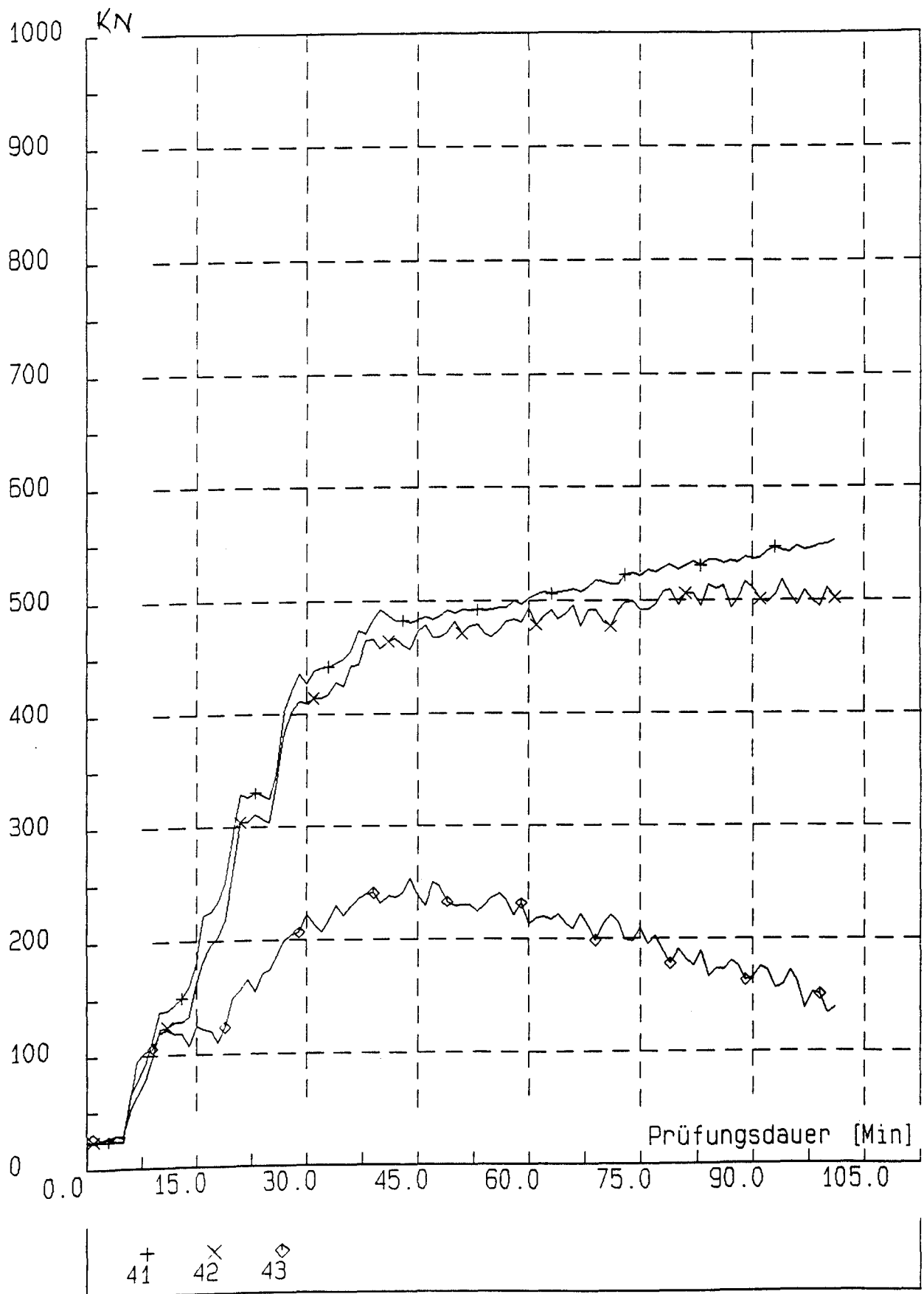


Bild 5.8: Gewölbe 5, Horizontalpressen-Kräfte

41, 42: Außenringe
43: Mittelring

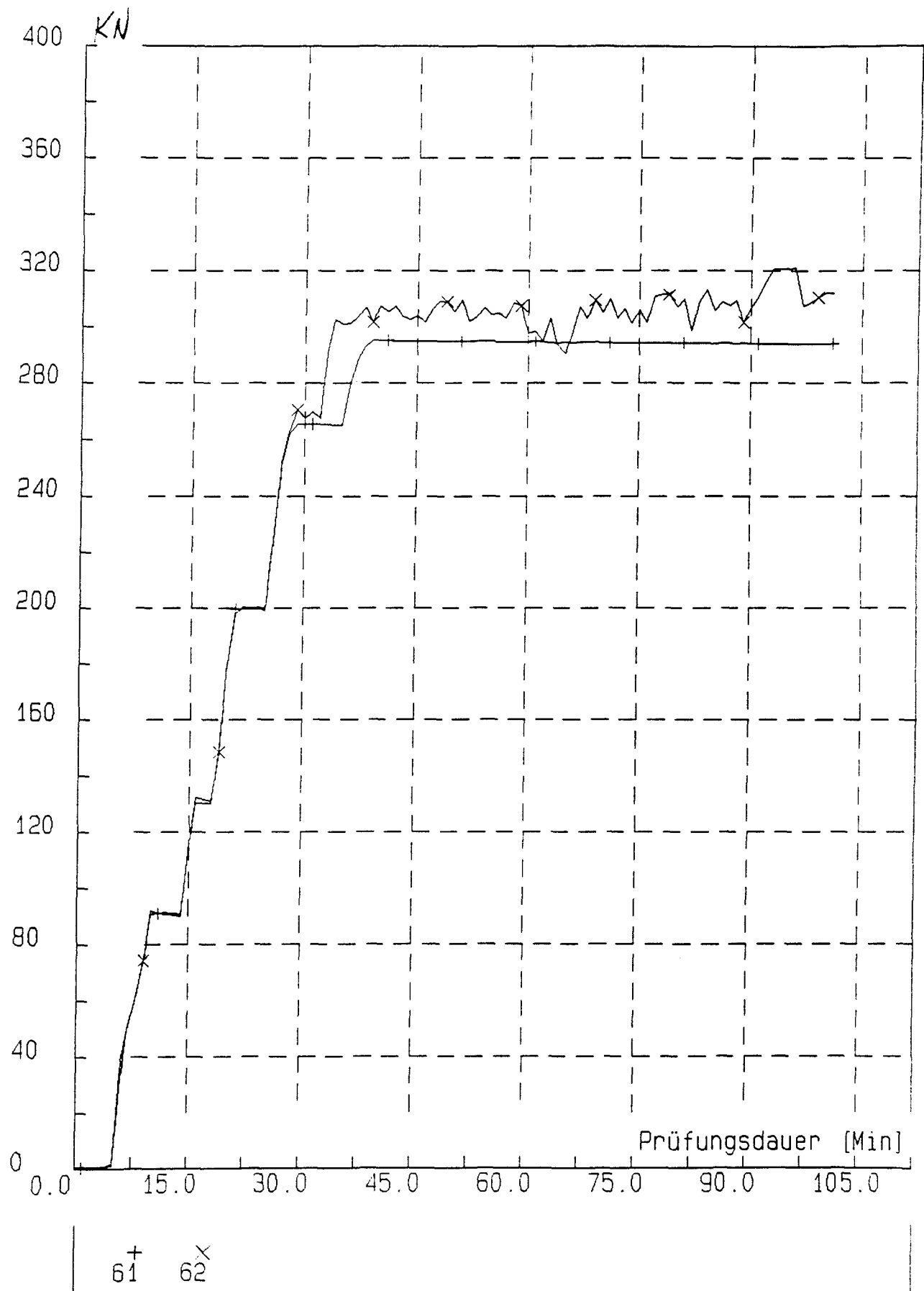


Bild 5.9: Gewölbe 5: Vertikalpressen-Kräfte einer Presse, auf einen 1,20 m breiten Ring wirkend;

61: Außenringe (4 Pressen)
62: Mittelring (2 Pressen)

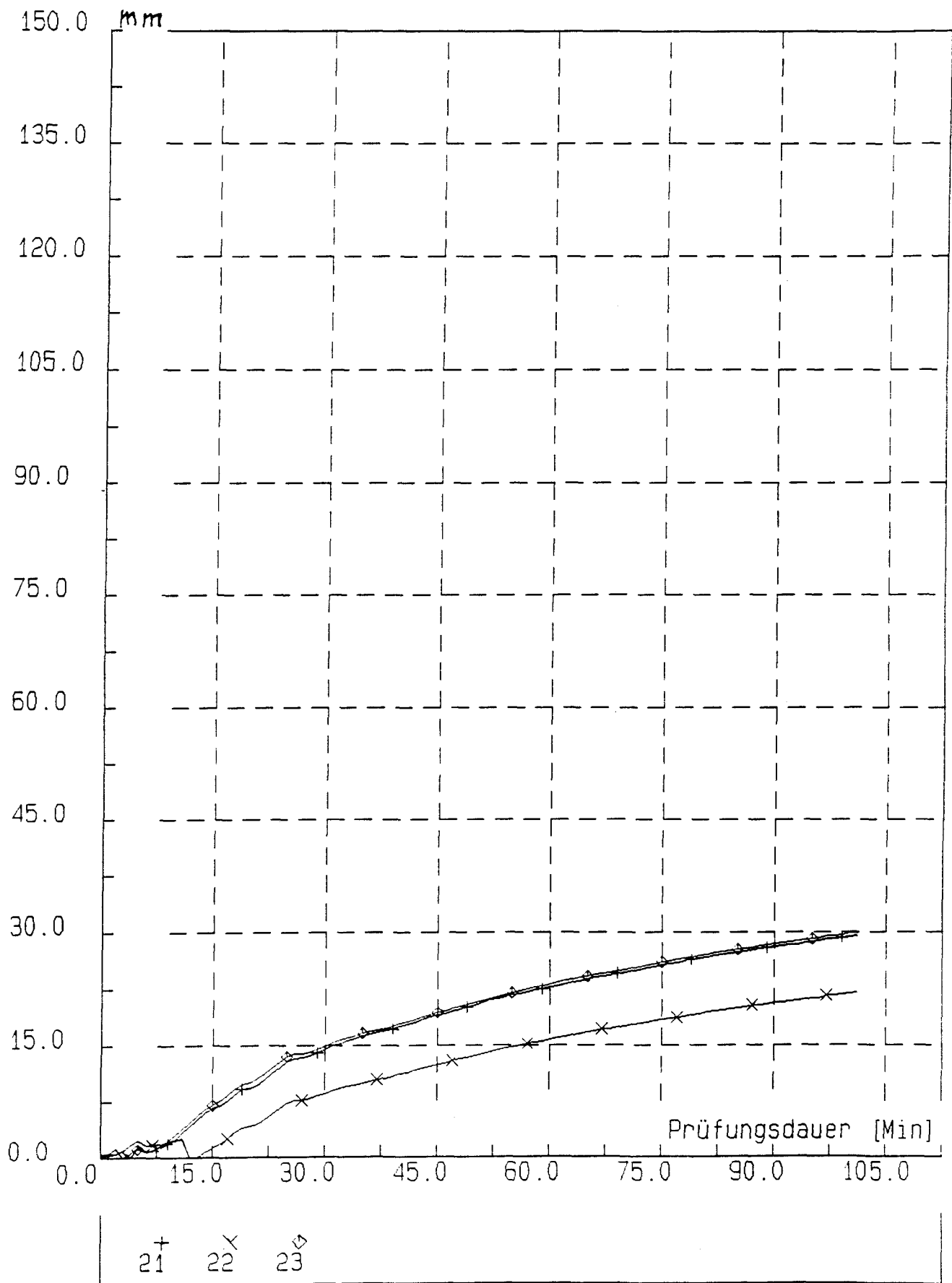


Bild 5.10: Gewölbe 5: Scheitelverformung

21, 23: Außenringe
 62: Mittelring

Kraft - Weg - Diagramm

Load - Deflection - Diagram

M 383 64

Alt. 3143 1765

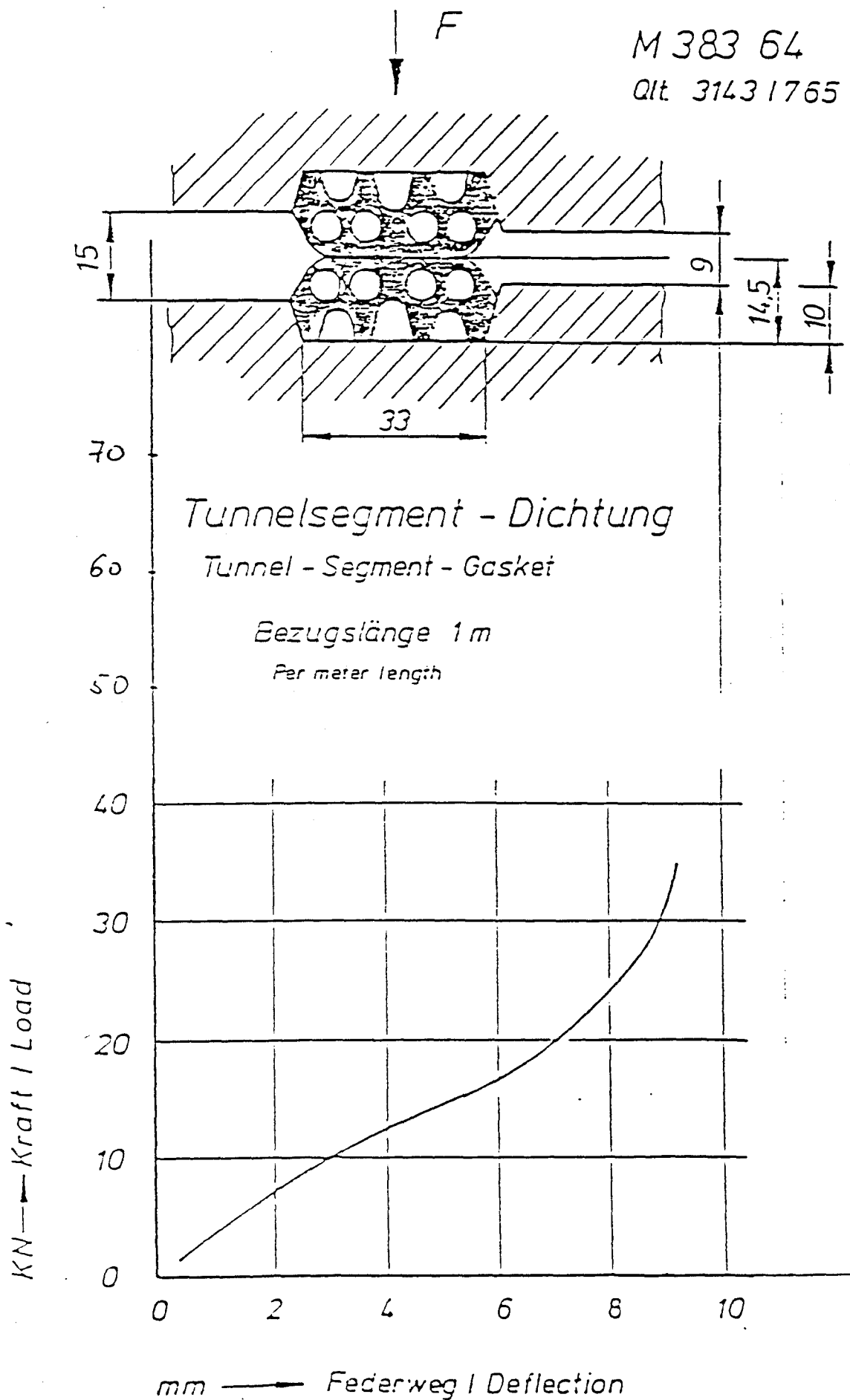


Bild 5.11: Gewölbe 5: Segment-Dichtungen

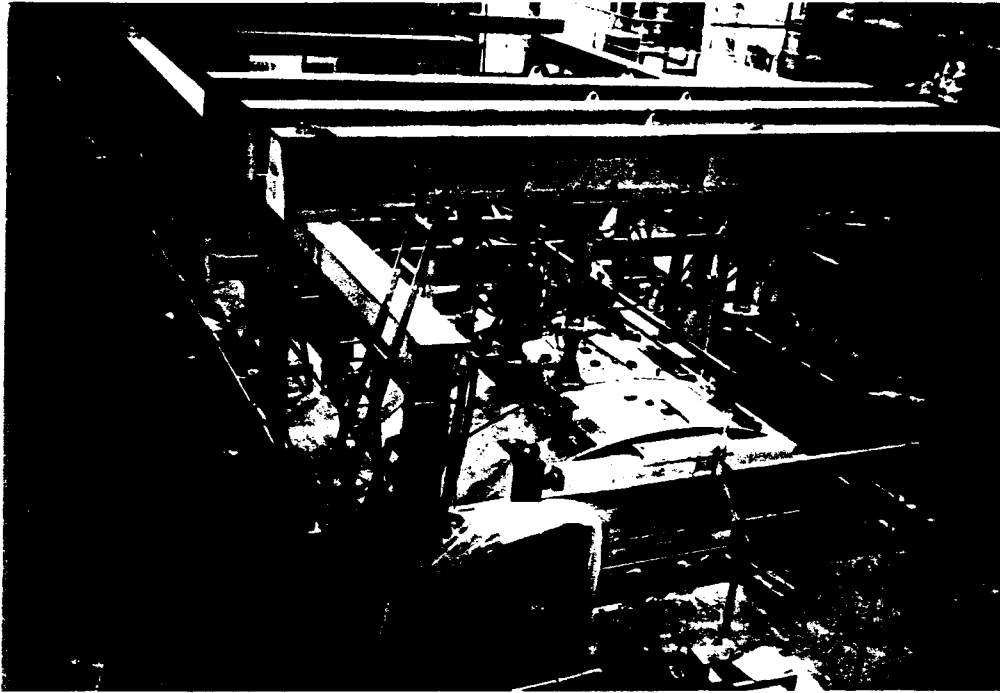


Bild 5.12: Gewölbe 5, Versuchsanordnung

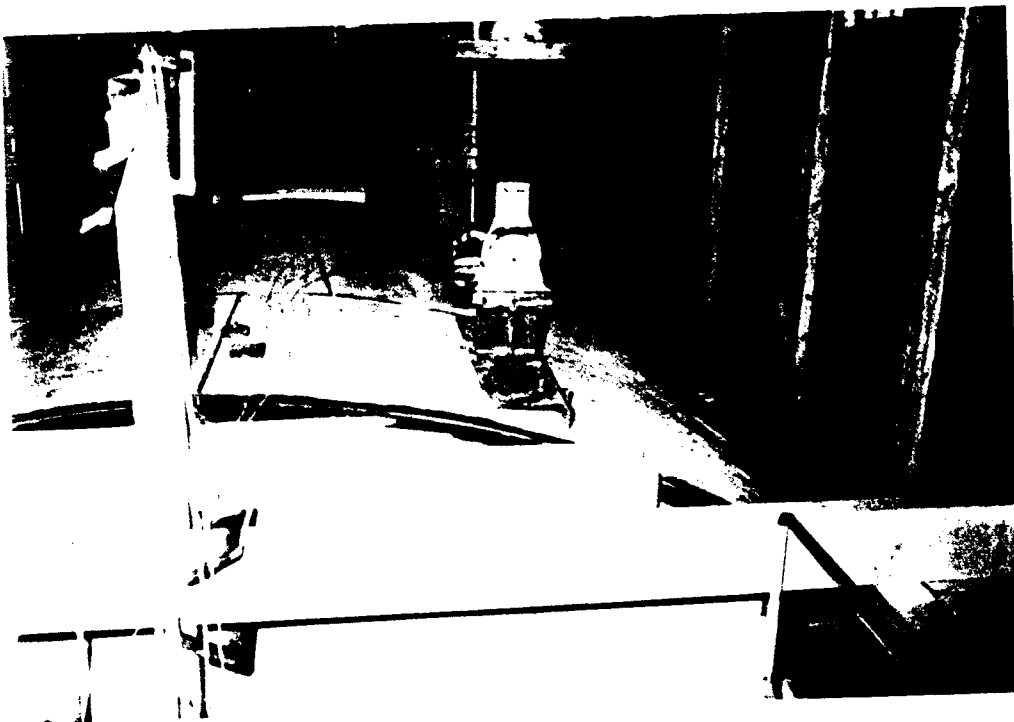


Bild 5.13: Gewölbe 5, Versuchsanordnung



Bild 5.14: Gewölbe 5.
Abplatzungen

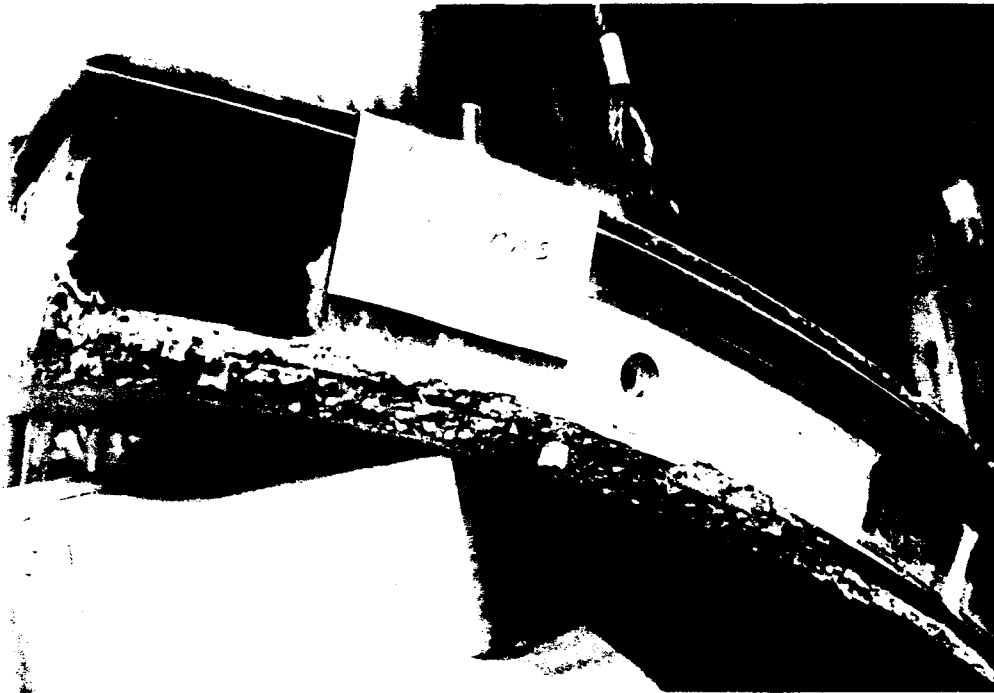


Bild 5.15: Gewölbe 5, Tübbingfuge nach Brandversuch. Zerstörungen auf unteren Rand begrenzt

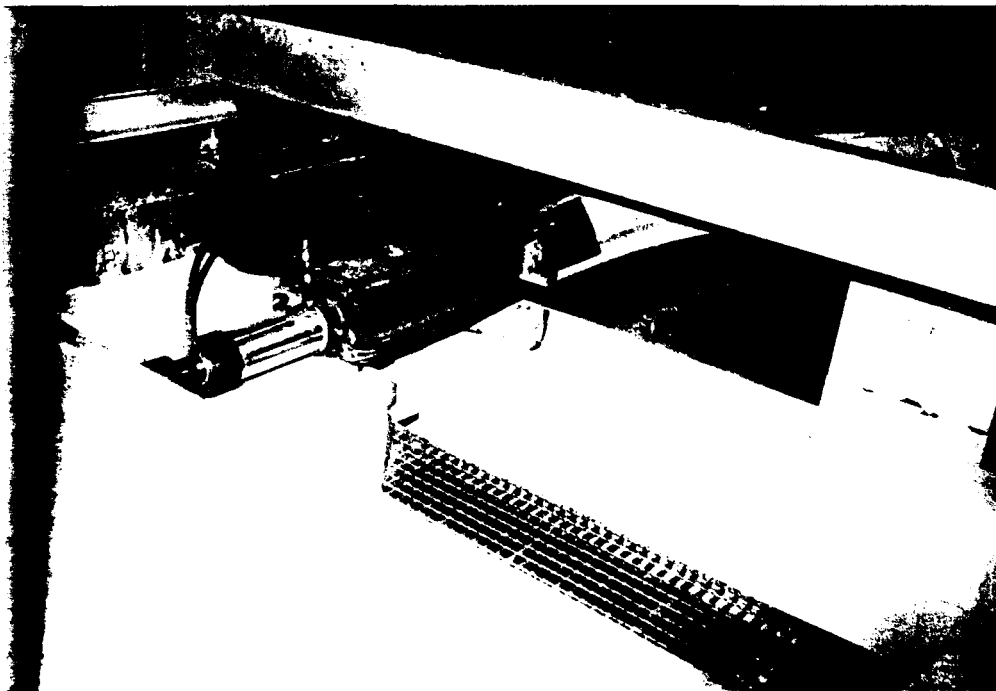


Bild 5.16: Gewölbe 5: Hilfseinrichtung zur Erzeugung des Längsdruckes

6. Gewölbe 6

6.1 Überblick

Gewölbe 6 entspricht einem Stahlauskleidungssystem, wie es seinerzeit u.a. in Gelsenkirchen für ein U-Bahn-Los angewandt wurde. Das hier in Frage stehende Auskleidungssystem wird durch eine nach dem Zieharmonika-Prinzip konstruierte wellenförmige Röhre aus St 52-3 gebildet, die im Schildvortrieb aus einzelnen Tübbingelementen zusammengebaut und an Ort zusammengeschweißt wird. Ein kompletter Tübbingring besteht aus sechs Einzeltübbingelementen mit einer Breite von 2,20 m, die mit einer Genauigkeit von ± 2 mm hergestellt werden. Jedes Segment ist 3,29 m lang und besteht aus 19 mm dickem Stahlblech; es zeigt zwei Wellen mit einer Tiefe zwischen Wellental und Wellenberg von 300 mm (Bild 6.1). Der lichte Durchmesser der Tunnelröhre beträgt rd. 6290 mm.

Dieses Auskleidungssystem ist nicht nur besonders geeignet für einen Einsatz im Lockergestein, sondern vor allem auch dort, wo Einwirkungen des Bergbaus auf die Tunnelröhre zu befürchten sind. Nach Werksangabe können im Bergsenkungsgebiet örtlich Zonen mit horizontalen Pressungen und Zerrungen auftreten, die bis zu 10 ‰ betragen und zu Längenänderungen von ± 10 mm/m führen können. Verformungen dieser Art können von einer als Kontinuum wirkenden Tunnelröhre aus Stahl, die wellenförmig geformt ist, aufgenommen werden (Bild 6.2).

Der beim Einbau verbleibende Zwischenraum zum anstehenden Boden wird meist mit sog. Kunstboden verpreßt.

Stahl-Tübbinge der hier untersuchten Art wurden im Zusammenhang mit dem Bau des Trienenkamp der Stadtbahn Gelsenkirchen an Ort bereits einem Brandversuch unterworfen, der in [8] beschrieben ist. Dieser von der Stadt Gelsenkirchen finanzierte Brandversuch sollte die Unempfindlichkeit dieser Auskleidungskonstruktion gegenüber Brandeinwirkungen nachweisen. Die im Versuch eingesetzten Brandlasten entsprachen aber bei weitem nicht den in wirklichen Bränden möglichen Brandbelastungen und erreichten auch nicht die nach ETK-Beanspruchung vorgesehenen Temperaturen.

Eine Erwiderung auf diesen Bericht wurde in [9] gegeben, in welchem u.a. gezeigt wird, daß es rechnerisch durchaus möglich ist, die bei vorgegebenen Brandlasten zu erwartenden Temperaturen an der Stahlauskleidungskonstruktion

anzugeben. Die aufgetretenen Bedenken im Hinblick auf die Standfestigkeit dieser Konstruktion im Falle eines schwerwiegenden Brandes sollten in dem hier durchgeführten Laborversuch überprüft werden. Bedenken ergeben sich vor allem dann, wenn die Auskleidungskonstruktion durch Bergversatz bereits erhebliche Stahlspannungen über den Rahmen der normalen Beanspruchungen hinaus aufzunehmen hat und zusätzlich durch Temperaturerhöhung eine Verminderung der Stahlfließgrenze auftritt. In diesem Falle kann es zu Beulerscheinungen kommen.

Aus versuchstechnischen Gründen war es im Laborversuch nicht möglich, den anstehenden Boden wirklichkeitsgetreu nachzubilden. Es wurde daher anstelle des Erdbodens Leichtbeton als Abdeckung der Stahlbauteile gewählt. Eine schubfeste Verbindung, ähnlich wie in Versuch 2, wurde jedoch nicht vorgesehen. In Ergänzungsversuchen wurden die Erwärmungsvorgänge bei einer Abdeckung aus trockenem und feuchten Sand nachvollzogen. Die Versuche wurden im Dezember 1992 und Januar 1993 durchgeführt.

Die Lieferung der Stahlauskleidungen für das Bauvorhaben in Gelsenkirchen erfolgte seinerzeit durch die Dillinger Hüttenwerke-AG. Dort waren noch Reststücke aus der damaligen Fertigung vorhanden, die entgegenkommenderweise durch Vermittlung der Herren Dipl.-Ing. Munninger und Prokurist Dipl.-Ing. Pape kostenlos zur Verfügung gestellt wurden. Die Hüttenwerke hatten es auch freundlicherweise übernommen, eine der noch vorhandenen Lamellen durch Anschweißen auf eine Länge von 4,50 m zu bringen, so daß ein Versuchsgewölbe mit den Grundrißabmessungen von 4,5 m · 2,2 m und einem Radius von etwa 3,30 m zur Prüfung zur Verfügung stand. Darüber hinaus wurden auch noch 1,0 m lange Reststücke bereitgestellt, die für die vorerwähnten Ergänzungsversuche mit Sandauffüllung Verwendung fanden (Bilder 6.3a - 6.3c).

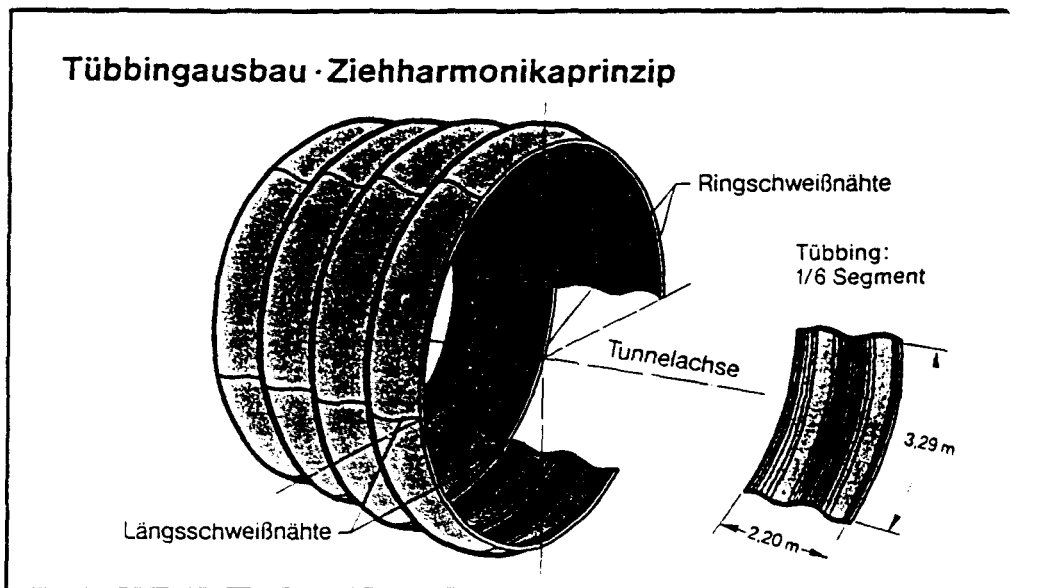


Bild 6.1: Stahlauskleidungssystem nach dem Ziehharmonikaprinzip

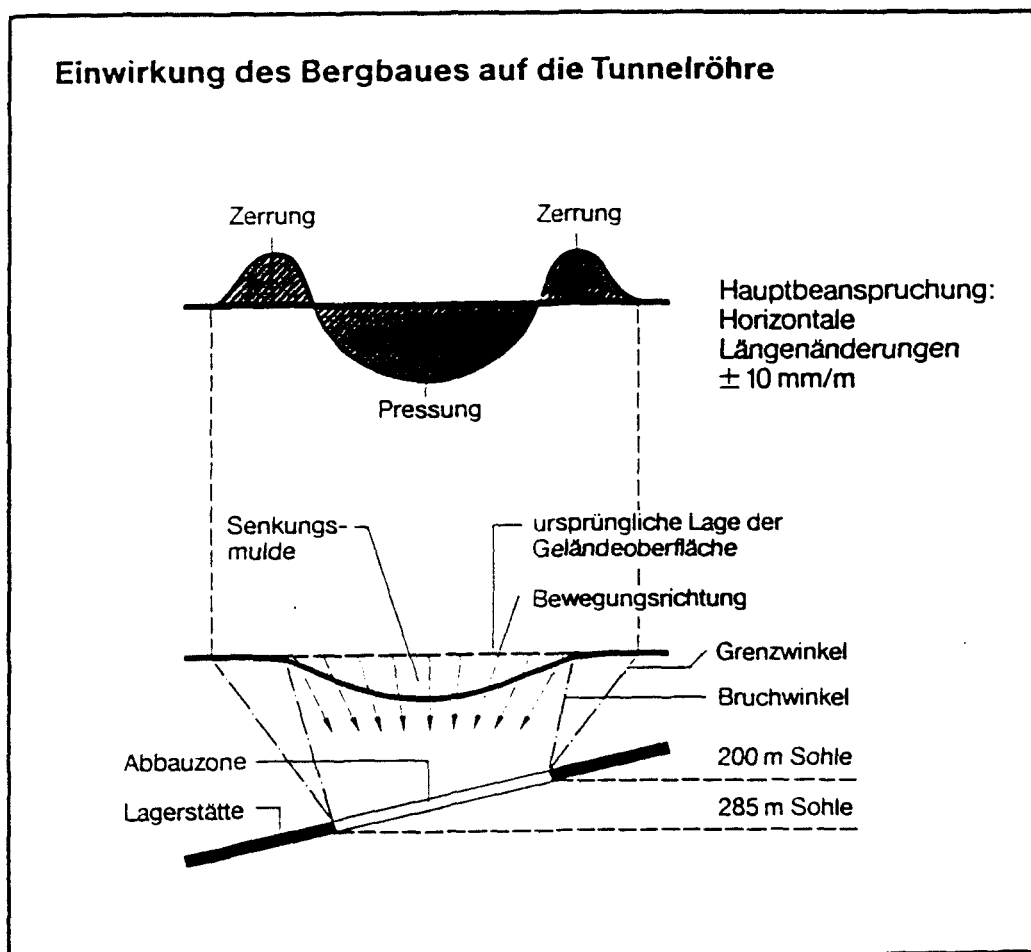


Bild 6.2: Mögliche Einwirkungen des Bergbaus auf eine Tunnelröhre

LEICHTBETON BOHM. SANDFÜLLUNG

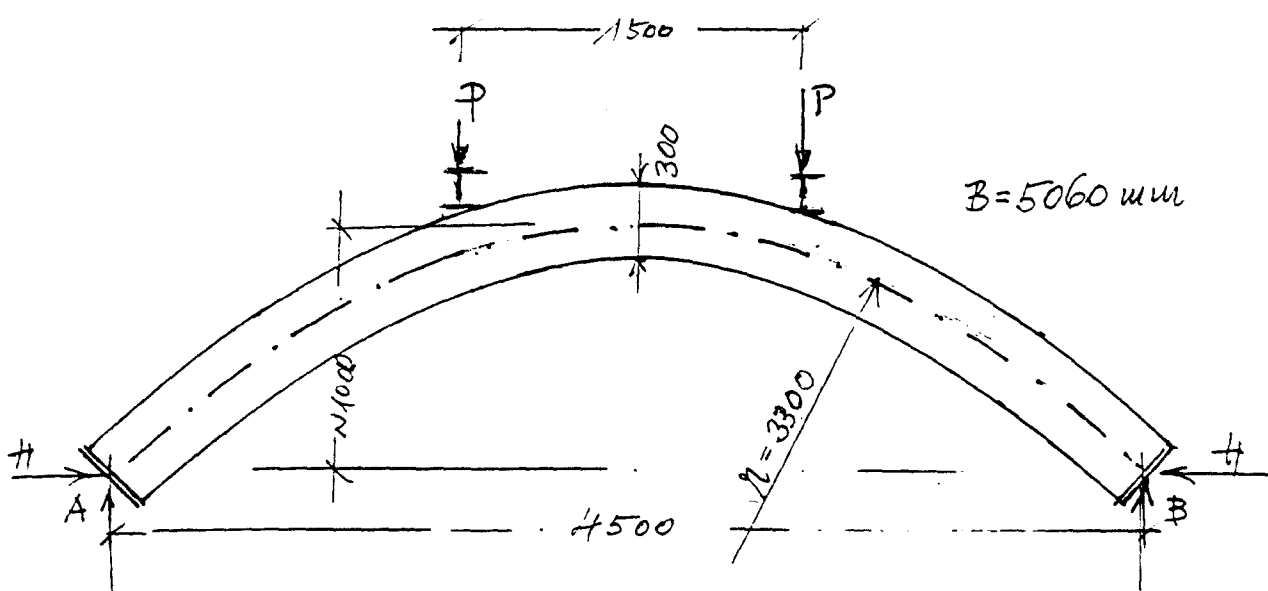
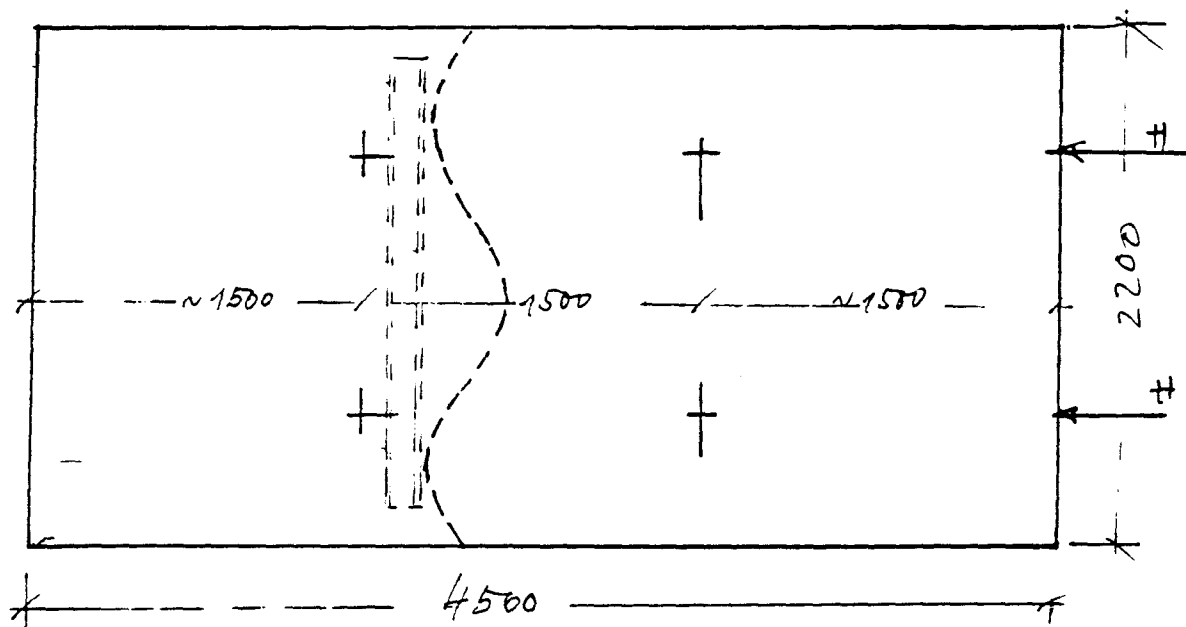
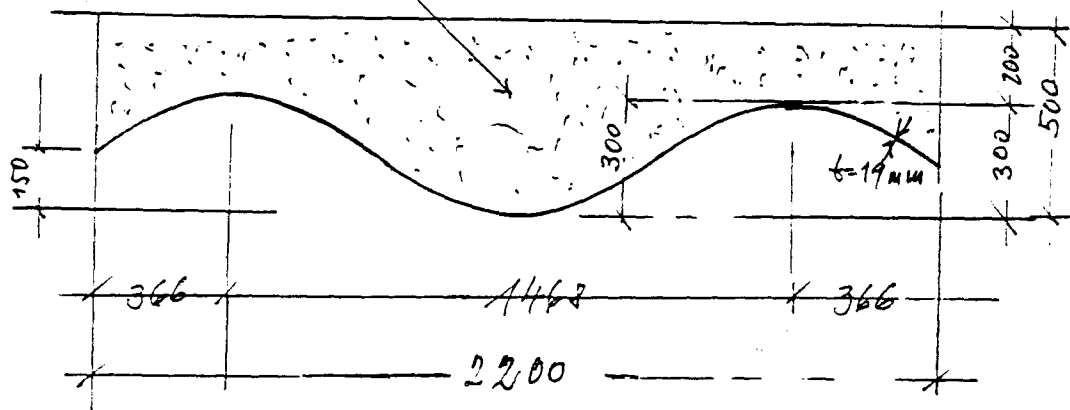


Bild 6.3: Schnitt, Grundriß und Ansicht von Versuchsgewölbe 6

6.2 Baustoffdaten

Die Güte des Stahles der Auskleidung wurde an Schulterstäben mit einer Länge von 482 mm und einem Prüfquerschnitt von 19 (20) x 50 x 240 mm im iMBB nach DIN EN 10 002 ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle Bild 6.4 zusammengestellt.

Tabelle 6.4: Ergebniszusammenstellung

Probe Nr.	E-Modul E	0,01 %-Dehngrenze $R_{p\ 0,01}$	0,2 %-Dehngrenze $R_{p\ 0,2}$	Zugfestigkeit R_m	Gleichmaßdehnung A_g	Bruchdehnung $A_L = 180$
	$\text{kN}\cdot\text{mm}^{-2}$	$\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	$\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	$\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	%	%
1 a		218	355	538	21	32,8
1 b	200,6	237	370	544	18	31,1
2 a		223	353	539	20	33,3
2 b		221	353	542	18	31,7

Im Brandversuch wurde als Abdeckung des Tübbings Leichtbeton mit einer Würfel-Festigkeit von $17,8\text{ N/mm}^2$ (20 cm-Würfel) und einer Trockenrohdichte von $1,36\text{ kg/dm}^3$ verwendet. Zu Versuchsbeginn betrug die hierauf bezogene Eigenfeuchte 15,9 %.

Für die drei Vergleichsversuche mit Sandabdeckung kamen Sande mit folgender Kornverteilung zur Anwendung:

Versuch 1 und 2

	Rückstand %	Durchgang %
Korngruppe 0 - 0,125 mm	14,1	14,1
Korngruppe 0,125 - 0,25 mm	43,8	57,9
Korngruppe 0,25 - 0,5 mm	39,4	97,3

Versuch 3

Sand 0/2 mit

0 - 0,25 mm

0,25 - 1,0 mm

1,0 - 2,0 mm

14

62

85

Versuch 1 wurde mit trockenem Sand durchgeführt, bei Versuch 2 enthielt der Sand 14,5 % Wasser. Der Sand 0/2 im Versuch 3 enthielt 9,7 % Wasser.

Die wichtigsten Versuchsdaten werden in Tabelle Bild 6.5 zusammengefaßt.

Bild 6.5: Gewölbe 6, Überblick über die Versuchsergebnisse

Last- stufe Nr.	Vers. dauer	Heißgas- Tempera- tur	Soll- ETK- Temp.	Stahltempera- tur 1) Unter- Ober- seite		Leichtbeton- oberseite Berg Tal		2 H-Pressen zusammen 4)	Stahl- spannung 2)	4 V-Pressen zusammen 4)	Verformung Mitte Rand		Beobachtungen
				°C	°C	°C	°C	kN	MN/m ²	kN	mm	mm	
-	min	°C	°C	°C	°C	°C	°C	kN	MN/m ²	kN	mm	mm	-
1	0	18	20	18	18	18	18	0	0	0	0	0	-
2	5	200	550	40	40	18	18	130 (59)	2,8	40 (18,2)	0	0	-
3	11	400	680	70	70	18	18	300 (136)	6,5	100 (45,5)	0	0	-
4	20	600	780	220	200	18	18	1000 (455)	21,7	540 (246)	0	0	nach 28 min. maximal mögliche V-Kräfte erreicht
5	31	700	830	450	430	~ 45	18	1440 (655)	31,3	1200 (545)	- 9,5	- 9,0	Starke Risse entlang Wellenberg; Wasserdampfaustritt
6	41	770	860	620	600	~ 75	18	1200 (545)	26,1	1200 (545)	- 21,0	- 22,0	-
7	45	830	880	730	670	~ 90	18	1060 (482)	23,0	1200 (545)	- 20,0	- 20,0 3)	Stahl rotglühend
8	51	850	910	760	730	~ 90	18	0	0	0	0	0	Stahl rotglühend, Lastverteilungsträger Süd verdreht sich, 2 V-Pressen gleiten ab; Einbeulen des Tübbings

1) Die Stahltemperaturen im Wellental stiegen langsamer an und erreichten nach 51 min ~ 600 °C.

2) Im Scheitel, Beton als nicht-mitwirkend angesehen; $F_s \approx 2,40 \cdot 0,019 = 0,046 \text{ m}^2$ für $B = 2,20 \text{ m}$!

3) Rückgang der Hebung innerhalb von 2 - 3 Minuten.

4) Klammerwerte auf 1,0 m Breite bezogen; $V/w^2 = 0,545/4,5 = 0,12 \text{ MN/w}^2 \text{ GF}$

G.6

6.3 Einzelheiten zum Versuchsablauf

6.3.1 Temperaturstufen

Die ETK fordert - unter Einbeziehung einer Ausgangstemperatur von 20 °C - folgende Temperaturen:

Minuten	Soll °C	erreicht gemäß Bild 6.7
10	680	300
20	780	600
30	840	680
45	880	830
51	910	850

Die Frage nach Abplatzungen stellt sich bei diesem Probekörper nicht.

6.3.2 Bauteiltemperaturen

Die Temperaturen des Stahlübblings wurde an der Unter- und Oberseite an jeweils sieben Punkten gemessen; die Meßergebnisse sind auf Bild 6.8 und 6.9 zu finden. Bemerkenswert ist, daß bei beiden Meßreihen die am Tiefpunkt des Übbling-"Tales" angeordneten Thermoelemente 4 und 11 deutlich niedrigere Temperaturen anzeigen als alle anderen Meßpunkte. Bild 6.6 zeigt das Prinzip der Meßpunkt-Anordnung:

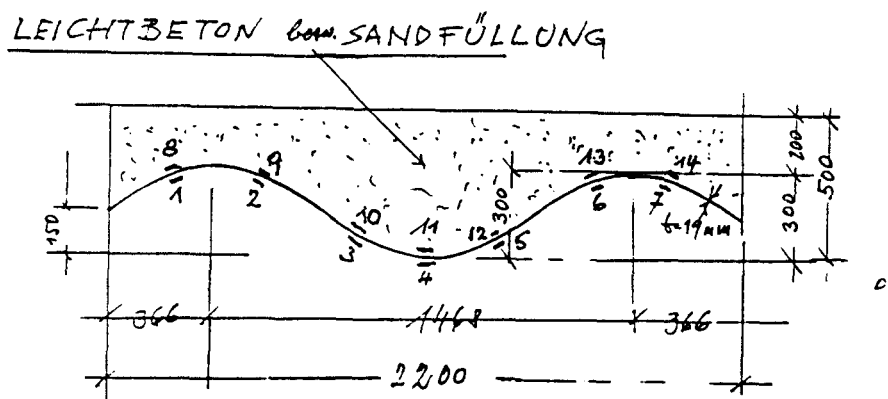


Bild 6.6: Schnitt durch Versuchskörper 6 mit Angabe der Temperaturmeßstellen für die Haupt- und Ergänzungsversuche

Für diese Temperaturunterschiede mögen zwei Umstände ursächlich sein: Zunächst sammeln sich unter den "Bergen" heißere Gase als unter dem "Tal"; zum anderen kühlt die annähernd 500 mm dicke Leichtbetonschicht über dem Tal, weil sie sich nur langsam erwärmt; die Temperaturen an der freien Oberseite des Leichtbetons über dem "Tal" bleiben bei etwa 18 °C, über den "Bergen" werden dagegen etwa 90 °C erreicht (Bild 6.10).

6.3.3 Horizontal-Pressenlasten

Bild 6.11 zeigt die Horizontalpressenlasten mit einem Maximalwert von $H_1 + H_2 = 1440 \text{ kN}$ in der 31. Versuchsminute. Bei Abbruch des Versuchs - Beulen des Tübbings - in der 50. Versuchsminute betrug $H_1 + H_2 = 1060 \text{ kN}$. Es ergaben sich keine Verschiebungen; die Horizontalpressen H' konnten aus Platzgründen nicht eingesetzt werden.

ΣH wirkte auf eine Bauteilbreite von 2200 mm (max. $H = 1440/2,2 = 655 \text{ kN/m}$).

6.3.4 Vertikalpressenkräfte

Bild 6.12 zeigt die Vertikalpressenkräfte je Presse mit 300 kN, zusammen maximal $4 \times 300 = 1200 \text{ kN}$, auf eine Bauteilbreite von 2200 mm wirkend. Diese Pressenkräfte konnten ab der 27. Versuchsminute bis zur 50. Minute konstant gehalten werden ($H_V = 1200/2,2 = 545 \text{ kN/m}$).

6.3.5 Durchbiegungen

Bild 6.13 zeigt die Durchbiegungsmessungen im Scheitel; die drei Meßpunkte zeigen praktisch identische Werte an mit einer maximalen Hebung von 21,0 bis 22,0 mm in der 41. bis 42. Versuchsminute, die ab der 45. Minute mit zunehmender Schnelligkeit auf nahezu Null abfällt.

Beginnend mit der 31. Versuchsminute nehmen die H-Kräfte wieder ab und verzögert sich der Anstieg der Verformungen; hieraus ist zu vermuten, daß ab diesem Zeitpunkt bei Stahlspannungen von $-31,3 \text{ N/mm}^2$ ($= 9 \% \text{ aus } \beta_{s,20} = 355 \text{ N/mm}^2$!) und einer Stahltemperatur von etwa 440 °C (Heißgastemperaturen etwa 700 °C) Beulverformungen einsetzten.

Nach der 31. Versuchsminute stiegen die Stahltemperaturen weiter an, die H-Kräfte fielen langsam bei konstanten V-Kräften ab, bis in der 51. Minute Versagen des Gewölbes bei deutlichen Beulverformungen eintrat.

6.3.6 Nachrechnung

Stützweite 4500 mm, Pfeilhöhe 1000 mm, Breite 2200 mm, Bogenlänge 5060 mm,
Stahlgüte 52-3, $R_{p0,2} = 355 \text{ N/mm}^2 = \text{Fließgrenze}$

$$F = 2,40 \cdot 0,019 = 0,046 \text{ m}^2 \quad (B = 2200 \text{ mm})$$

$$I = 0,0005 \text{ m}^4 \quad (B = 2200 \text{ mm})$$

$$E_s = 200.000 \text{ MN/m}^2, \text{ bei } 400 \text{ °C etwa } 150.000 \text{ MN/m}^2$$

$$EI_0 = 100 \text{ MNm}^2 \triangleq 45 \text{ MNm}^2/\text{m}; \quad EF_0 = 200.000 \cdot 0,046 = 9200 \text{ MN}$$

$$EI_T = 75 \text{ MNm}^2 \triangleq 34 \text{ MNm}^2/\text{m}; \quad EF_T = 150.000 \cdot 0,046 = 6900 \text{ MN}$$

Untersuchung für die 45. Versuchsminute:

Temperatur der Mittelfläche ~ 650 °C

Temperaturgradient ~ Null.

Scheitelhebung gemessen ~ 22 mm.

Unter Bezug auf das Vergleichsgewölbe Abschn. 0.7.4 ergibt sich rechnerisch:

$$\text{LF1: } w_T = 11,5 \cdot 650/200 \cdot (4500/5000)^2 = 30,3 \text{ mm Hebung (- 2,0 mm aus LF3)}$$

LF2: entfällt

LF3: Scheitelsenkung mit 2,0 mm abgeschätzt

Der Unterschied zwischen Rechen- und Meßwerten von 28,3 - 22 \approx 6 mm deutet auf die Einbeulung hin.

Die rechnerische Ermittlung der Schnittgröße H erfolgt für die 31. Minute, Beginn der Beulverformungen (Stahltemperatur ~ 400 °C):

$$\text{LF1: } H = - 121 \cdot 45/37,4 \cdot 400/200 \cdot (4500/5000)^2 = - 253 \text{ kN/m}$$

LF2: entfällt

$$\text{LF3: } H = - 403 \text{ kN/m gemäß statischer Analyse}$$

Es ergibt sich somit rechnerisch für die 31. Versuchsminute:

$$\Sigma H = - 253 - 403 = - 656 \text{ kN/m,}$$

die Messung ergab demgegenüber:

$$H = - 655 \text{ kN/m,}$$

eine überraschend gute Übereinstimmung!

6.3.7 Ergänzungsversuche

Um möglichst wirklichkeitsnahe Informationen über die Wärme-Überleitung in den anstehenden Boden zu erhalten, wurden - wie bereits in 6.2 erwähnt - Ergänzungsversuche durchgeführt, deren Ergebnisse in den Bildern 6.14 bis 6.19 dargestellt werden. Die Meßergebnisse wurden nach "Wellental" und "Wellenberg" getrennt. Der entscheidende Unterschied entsteht erwartungsgemäß durch den Feuchtegehalt der Sande.

Die Temperaturmeßstellen 8 und 14 beziehen sich auf die Stahlunterseite, die Meßstellen 9 und 15 jeweils auf die Stahloberseite.

Die Temperaturen im Sand wurden in 5, 10, 20, 30 und 40 cm über O.K. Stahlübbing im Wellental (Meßstellen 1 - 5) und in 5 und 10 cm Höhe über dem Wellenberg (Meßstellen 6 und 7) gemessen. Die Oberflächentemperaturen der Sande wurden mit den Meßstellen 10 und 16 erfaßt.

6.4 Zusammenfassung

Es wurde ein Stahlauskleidungssystem geprüft, das aus einer kreisrunden Röhre mit wellenförmigem Querschnitt aus St 52-30 und einem Durchmesser von 6,29 m besteht. Dieses Stahlauskleidungssystem eignet sich besonders gut im Lockergestein, aber auch dort, wo Einwirkungen des Bergbaus zu befürchten sind. Ziel des Versuchs war, die Reaktion dieses Stahlbübbings gegenüber einem Brandangriff zu prüfen.

Die Eigensteifigkeit des Stahlbübbings war so groß, daß Scheitelhebungen durch den Eingriff der Vertikalpressen nicht verhindert werden konnten. Eine Nachrechnung zeigte brauchbare Übereinstimmungen zwischen gerechneten und gemessenen Scheitelhebungen. Die Nachrechnung der Schnittgrößen für die 31. Versuchsminute ergab sehr gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch.

Beginnend mit der 31. Minute zeichneten sich Verluste an Tragfähigkeit ab, die in der 51. Versuchsminute zu einem Beulversagen führten. Zu diesem Zeitpunkt war der Stahl rotglühend, es wurden Temperaturen von i.M. 745 °C gemessen. Bei Beginn der Beulverformungen in der 31. Minute betrugen die Stahltemperaturen nur rd. 440 °C. Zu diesem Zeitpunkt betrugen die Stahlspannungen - ohne Mitwirkung des Betons gerechnet - 31,3 MN/m².

Das Ergebnis dieses Brandversuchs ist insofern überraschend, als der Beginn von Beulverformungen schon bei vergleichsweise niedrigen Stahltemperaturen von 440 °C und sehr niedrigen Stahlspannungen von 31,3 MN/m² beobachtet wurde. Hieraus ist u.a. die Empfehlung abzuleiten, die Innenseite solcher Stahlbübbing-Auskleidungssysteme mit einem DSB-Anstrich zu versehen.

Aus den im Versuch gemessenen maximalen horizontal und vertikal wirkenden Pressenkräften kann ein vertikal gerichteter Druck gegen das anstehende Gebirge in einer Größenordnung bis zu 200 kN/m² abgeleitet werden. Da aber beträchtliche Hebungen des Scheitels nicht verhindert werden konnten, ist damit zu rechnen, daß in einem wirklichen Brandfalle höhere Anpreßdrücke des Tunnelgewölbes gegen das Gebirge auftreten, die allerdings rasch wieder abgebaut werden könnten, sobald sich Beulverformungen einstellen sollten.

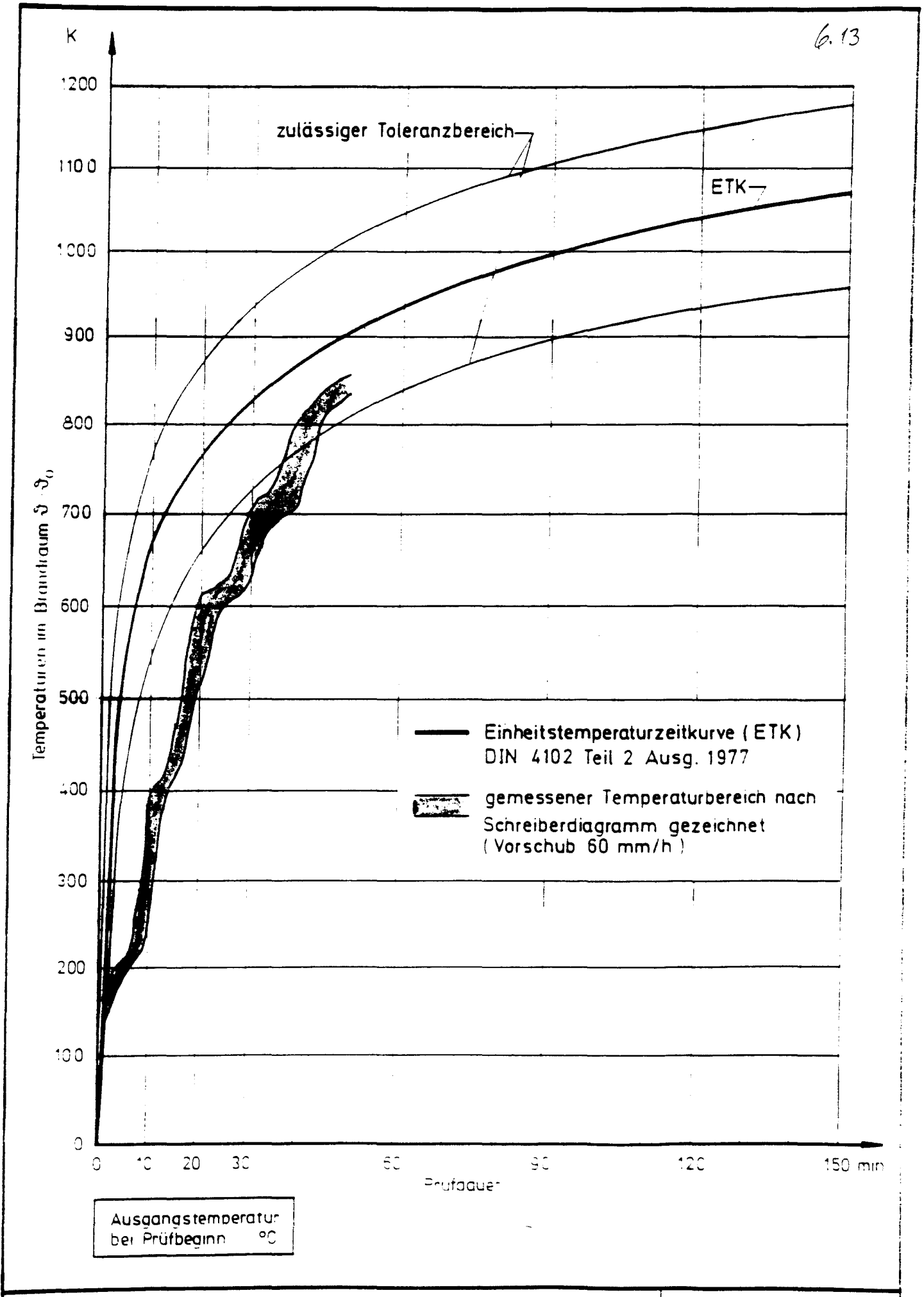


Bild 6.7: Gewölbe 6, Temperaturen im Brandraum

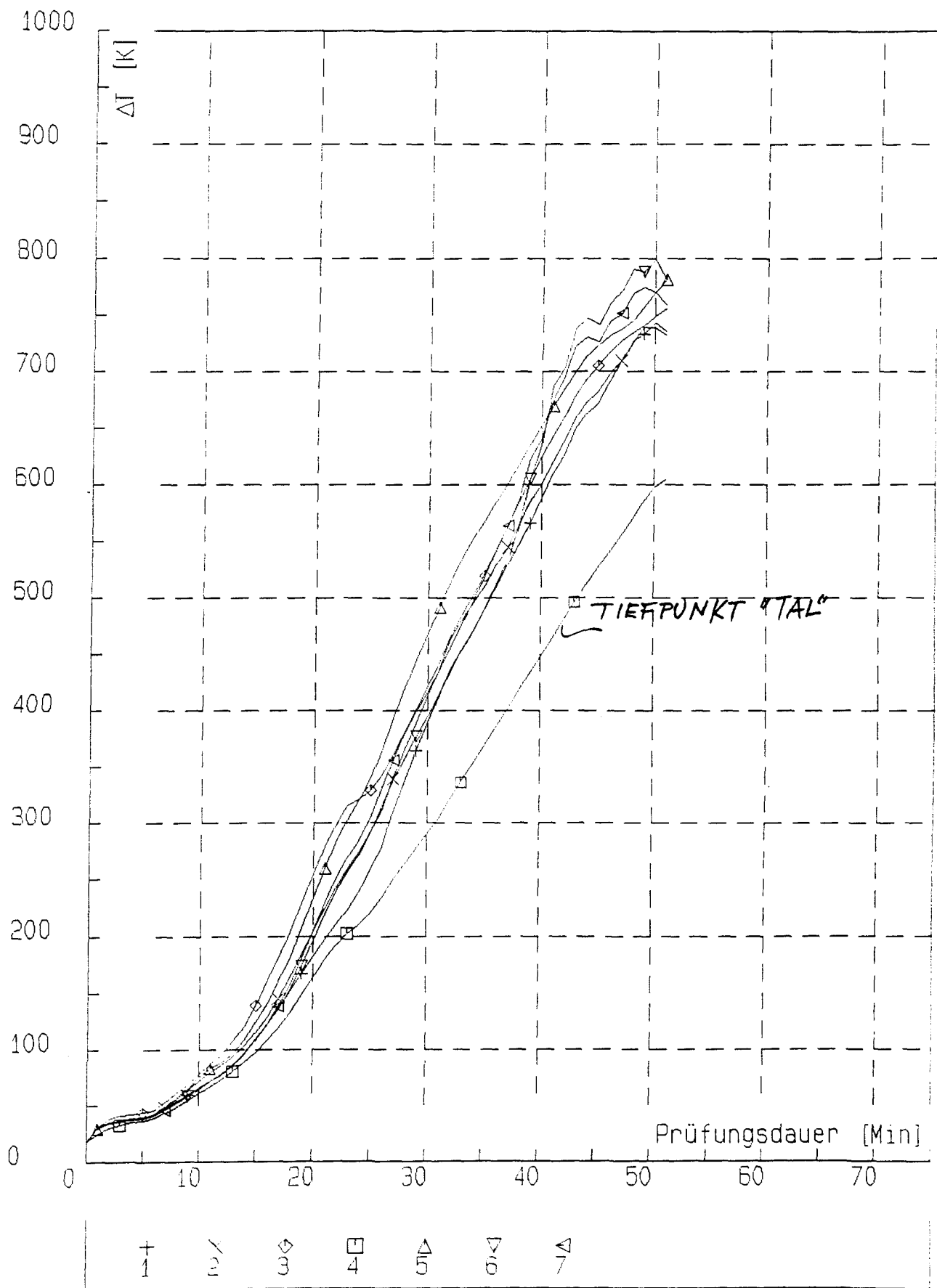


Bild 6.8: Temperaturen an der Unterseite des Stahlbübbings

6.15

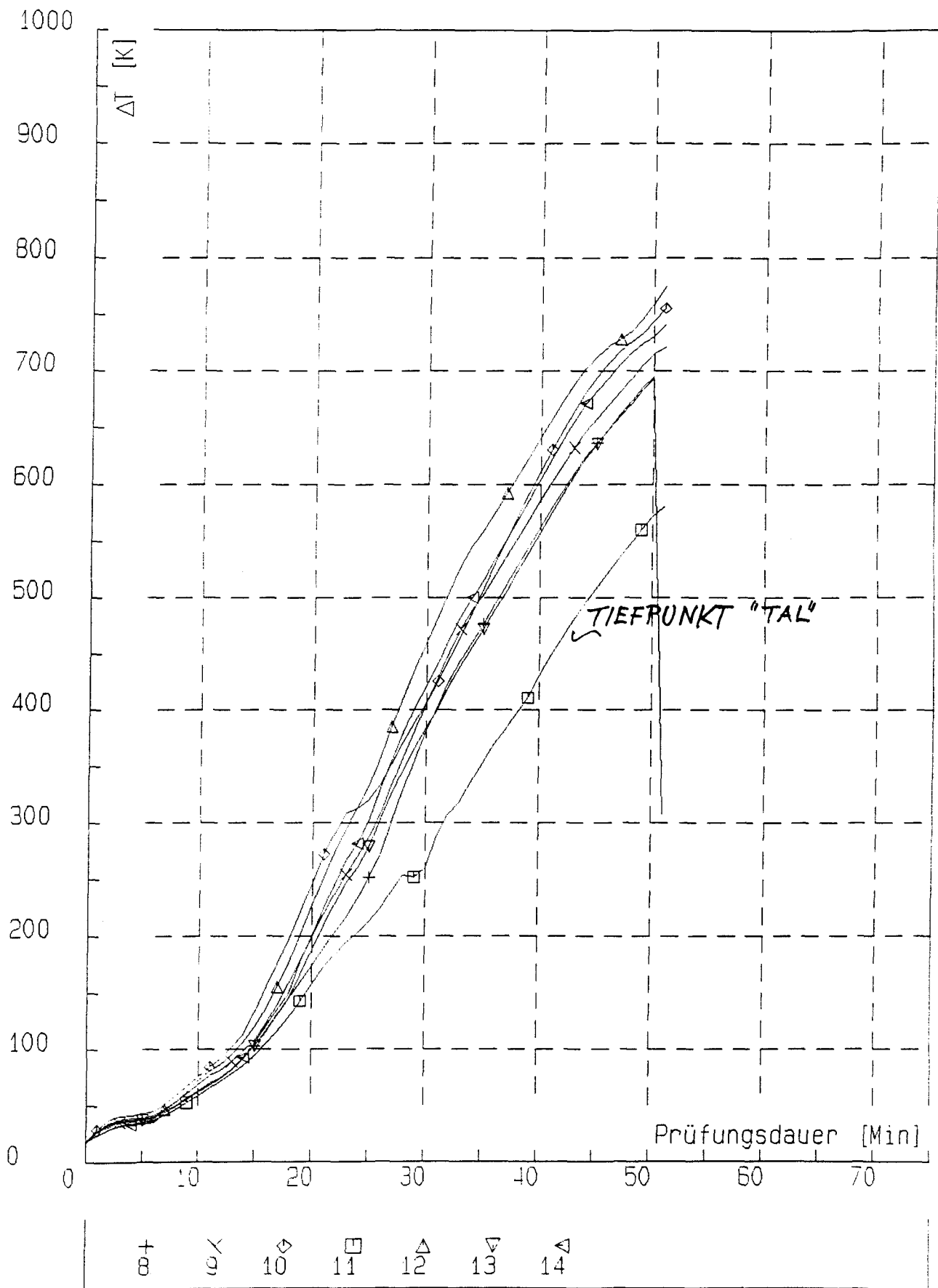


Bild 6.9: Temperaturen an der Oberseite des Stahlbübbings

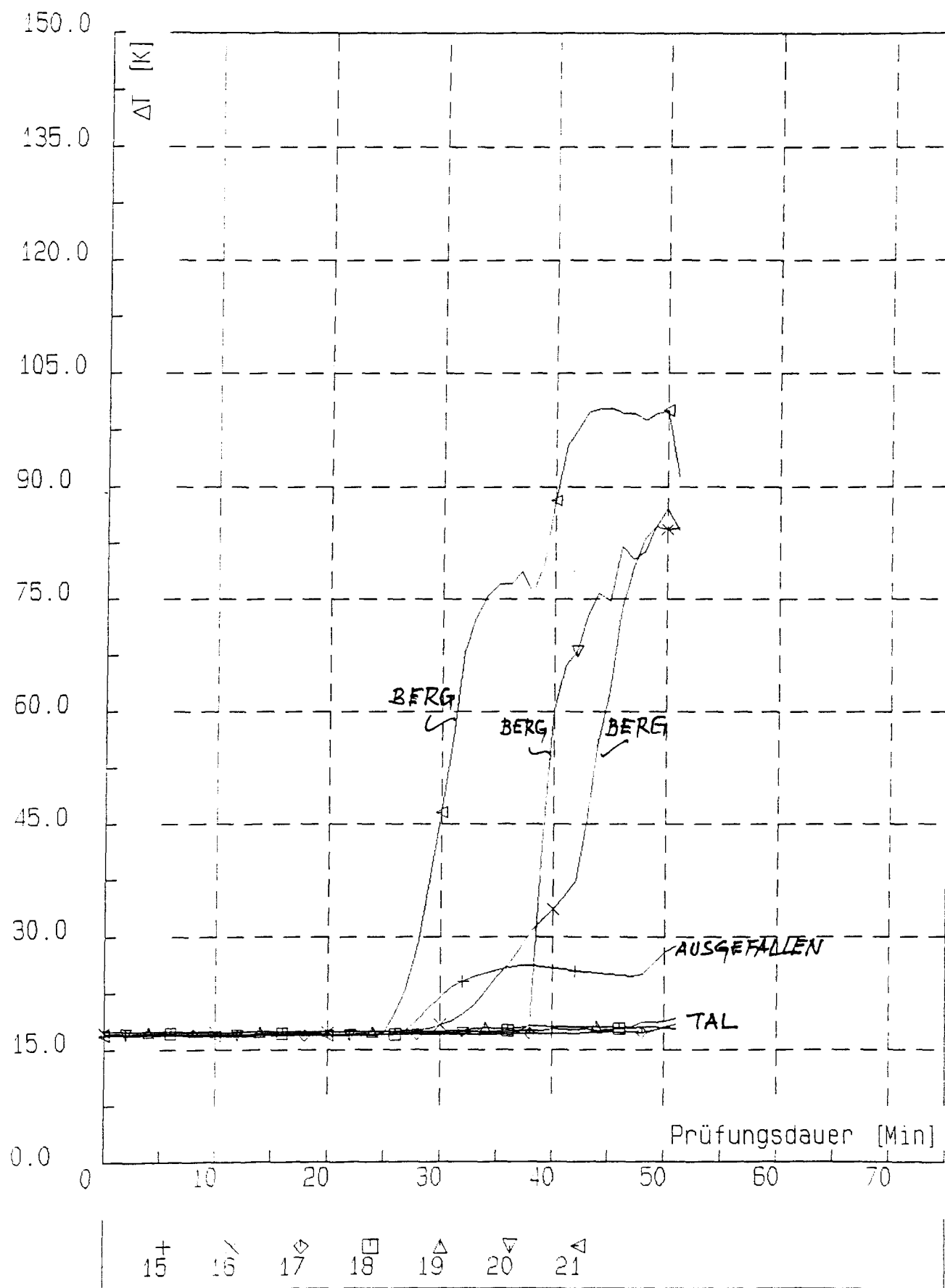


Bild 6.10: Temperaturen an der Oberseite der Leichtbetonabdeckung von Gewölbe 6 (Trocken-Rohdichte 1,36 kg/dm³; Feuchte 15,9 %, bezogen auf die Trockenrohddichte)

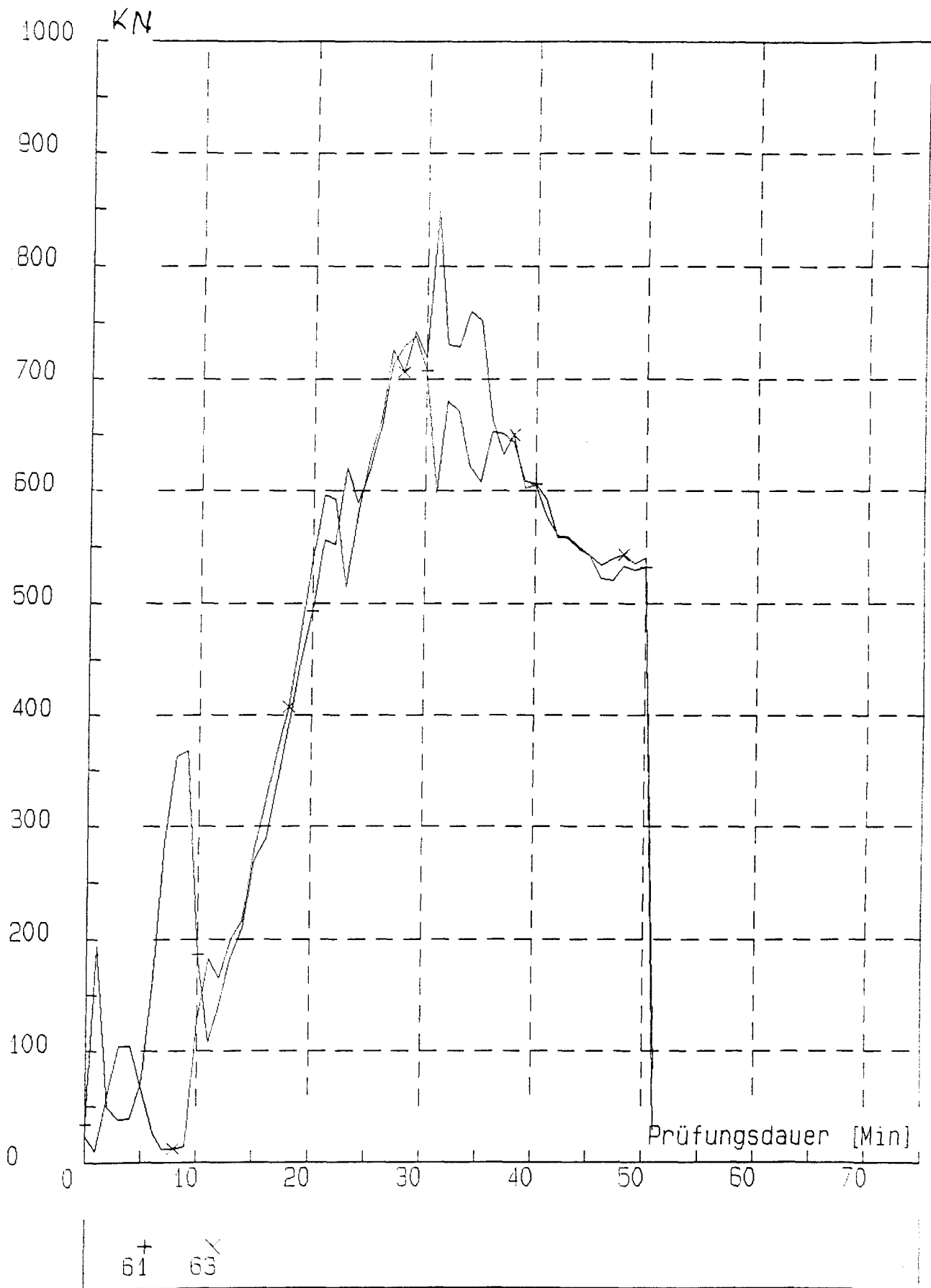


Bild 6.11: Gewölbe 6, Kräfte der beiden Horizontalpressen H

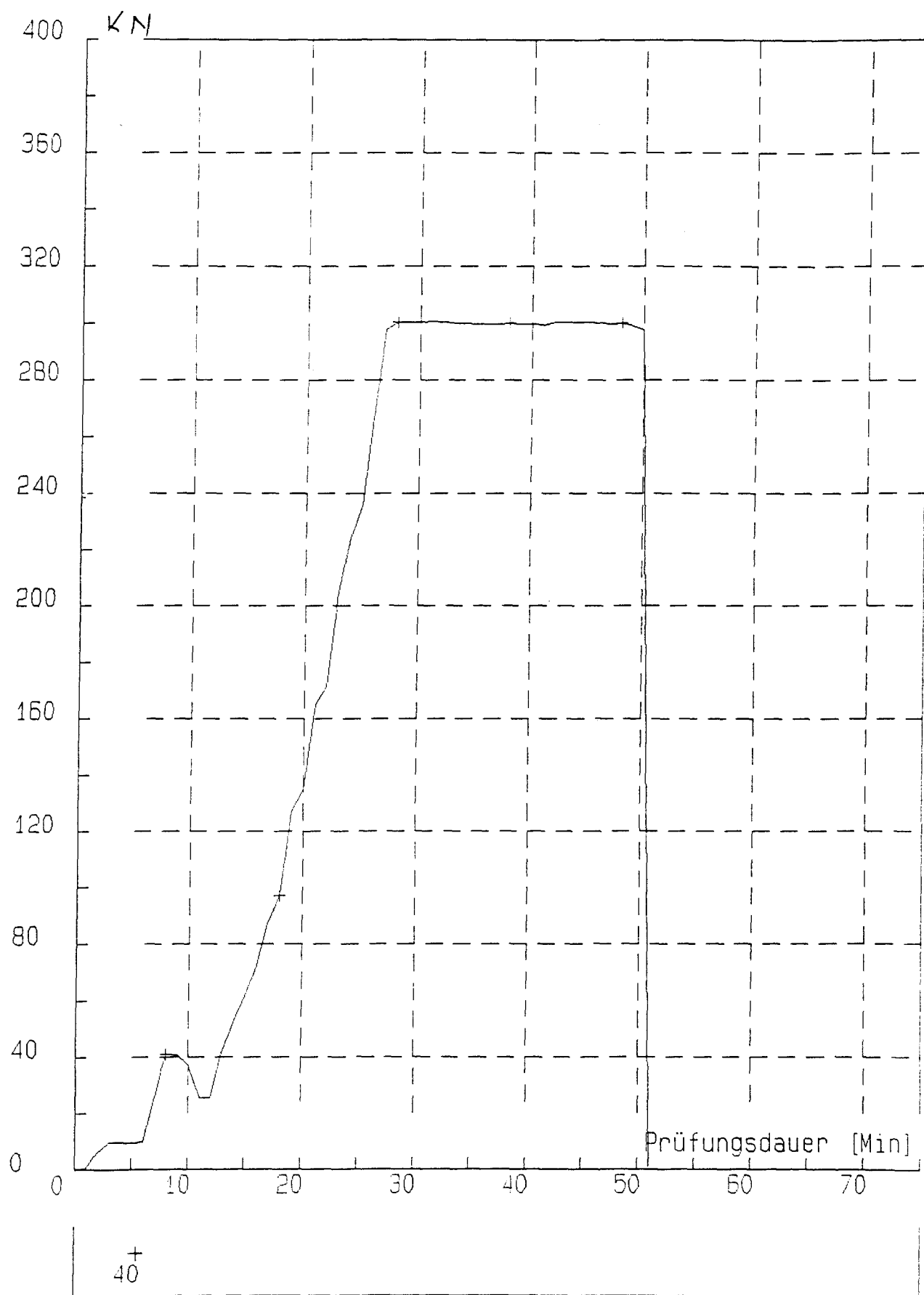


Bild 6.12: Gewölbe 6, Kräfte jeder einzelnen Vertikalpresse

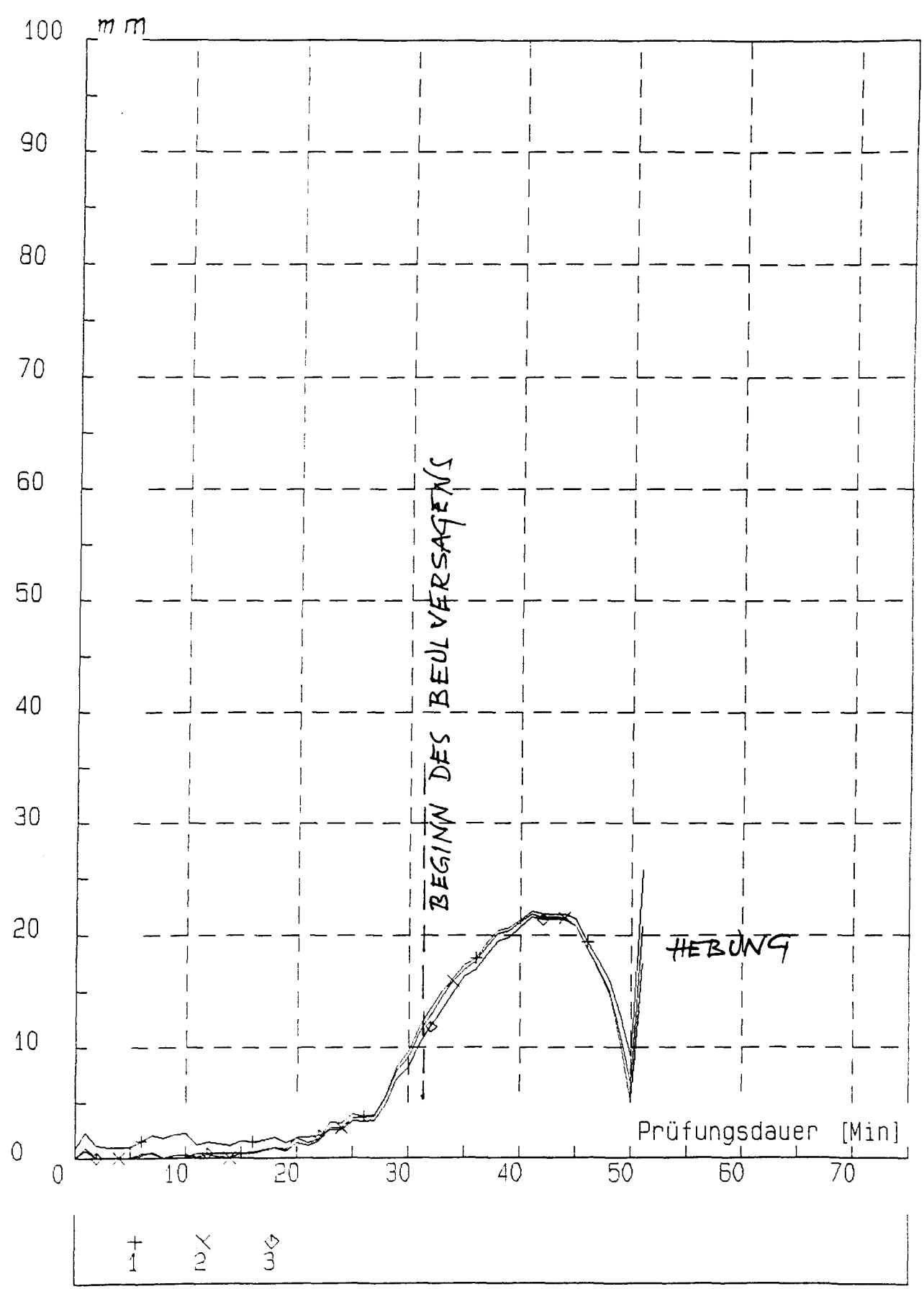


Bild 6.13: Gewölbe 6, Vertikalverformungen des Scheitels

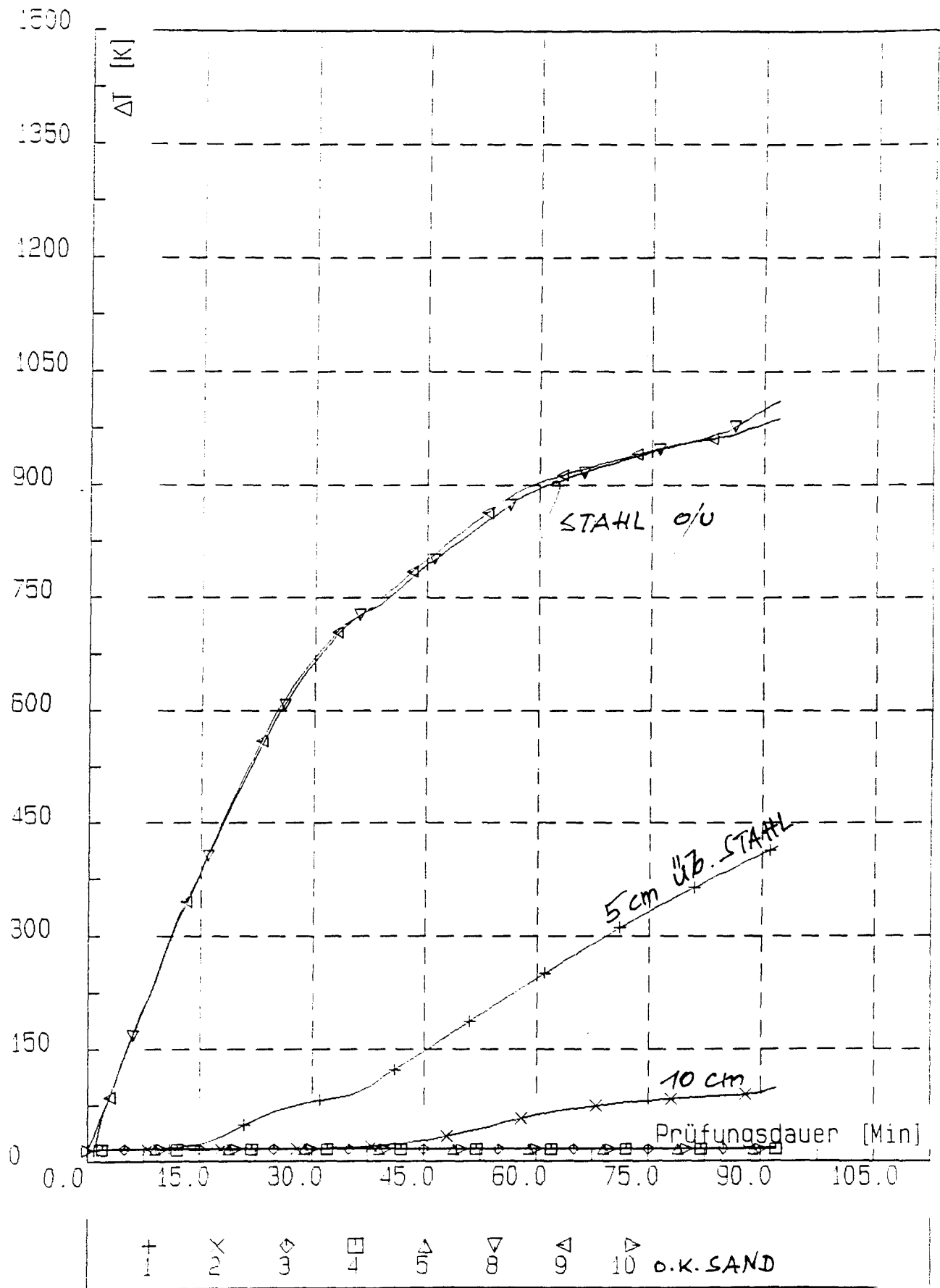


Bild 6.14: Ergänzungsversuch mit trockenem Sand, Temperaturmessungen über dem Wellental

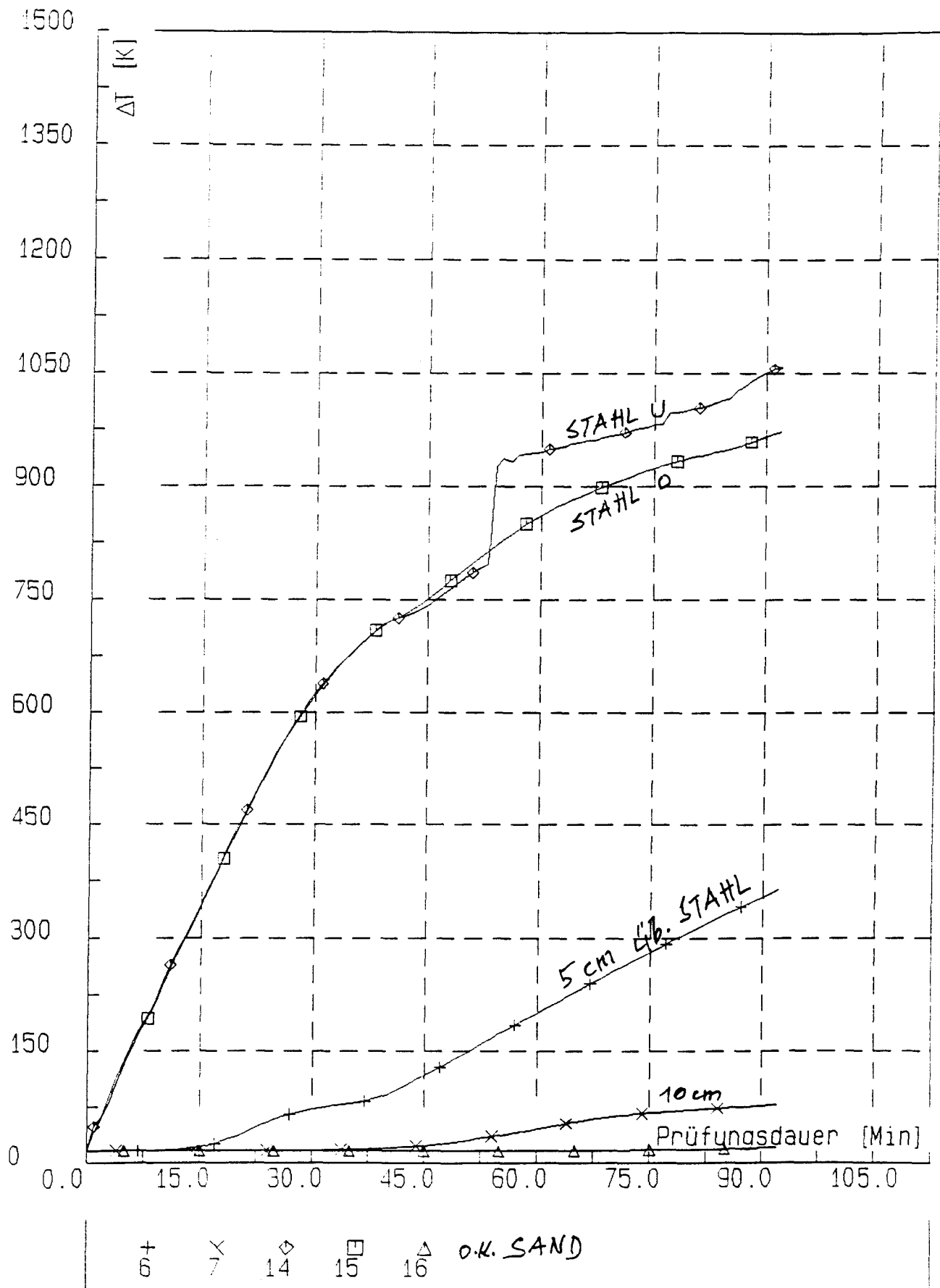


Bild 6.15: Ergänzungsversuch mit trockenem Sand, Temperaturmessungen über dem Wellenberg

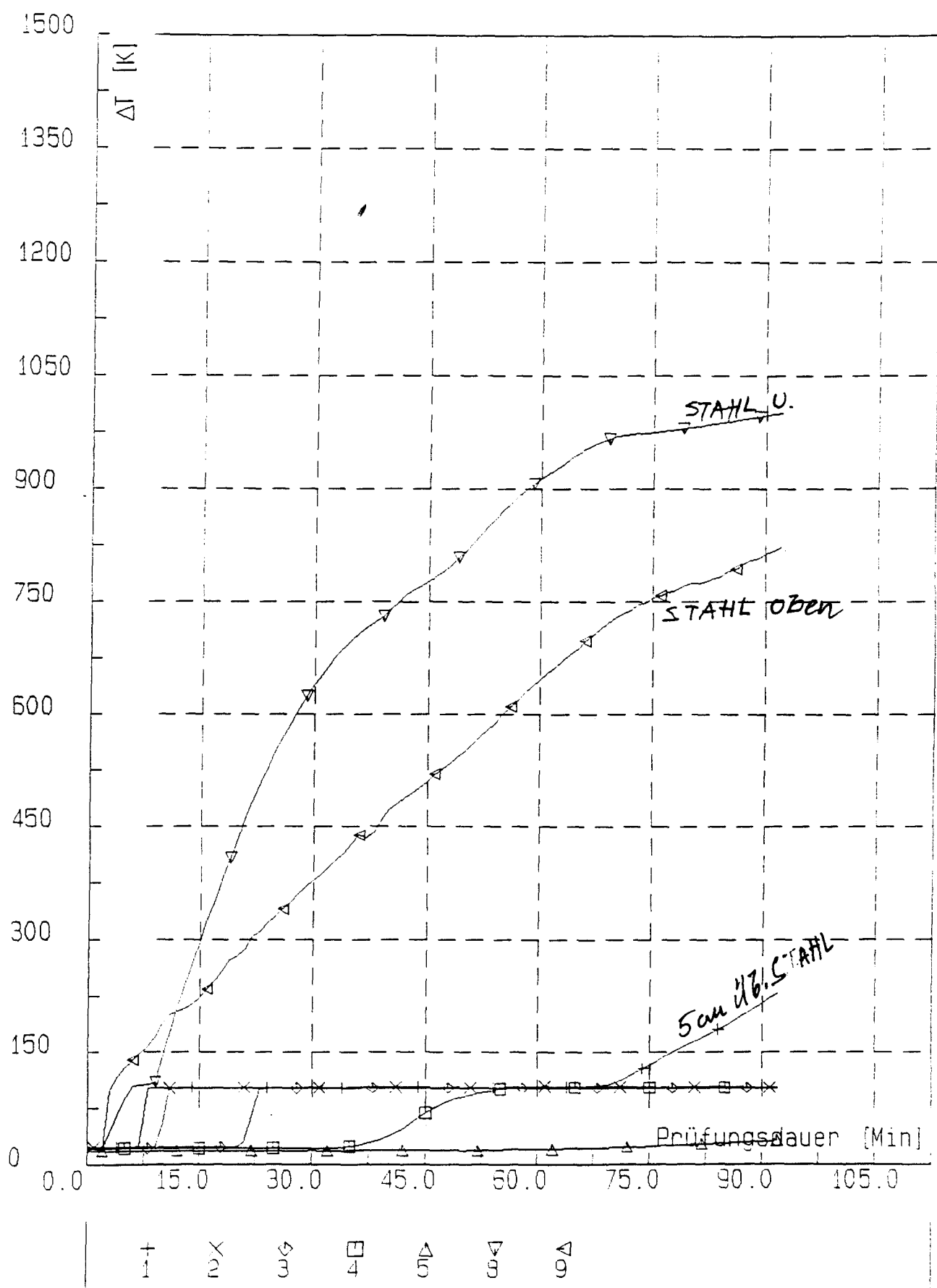


Bild 6.16: Ergänzungsversuch mit nassem Sand, Temperaturen über dem Wellental

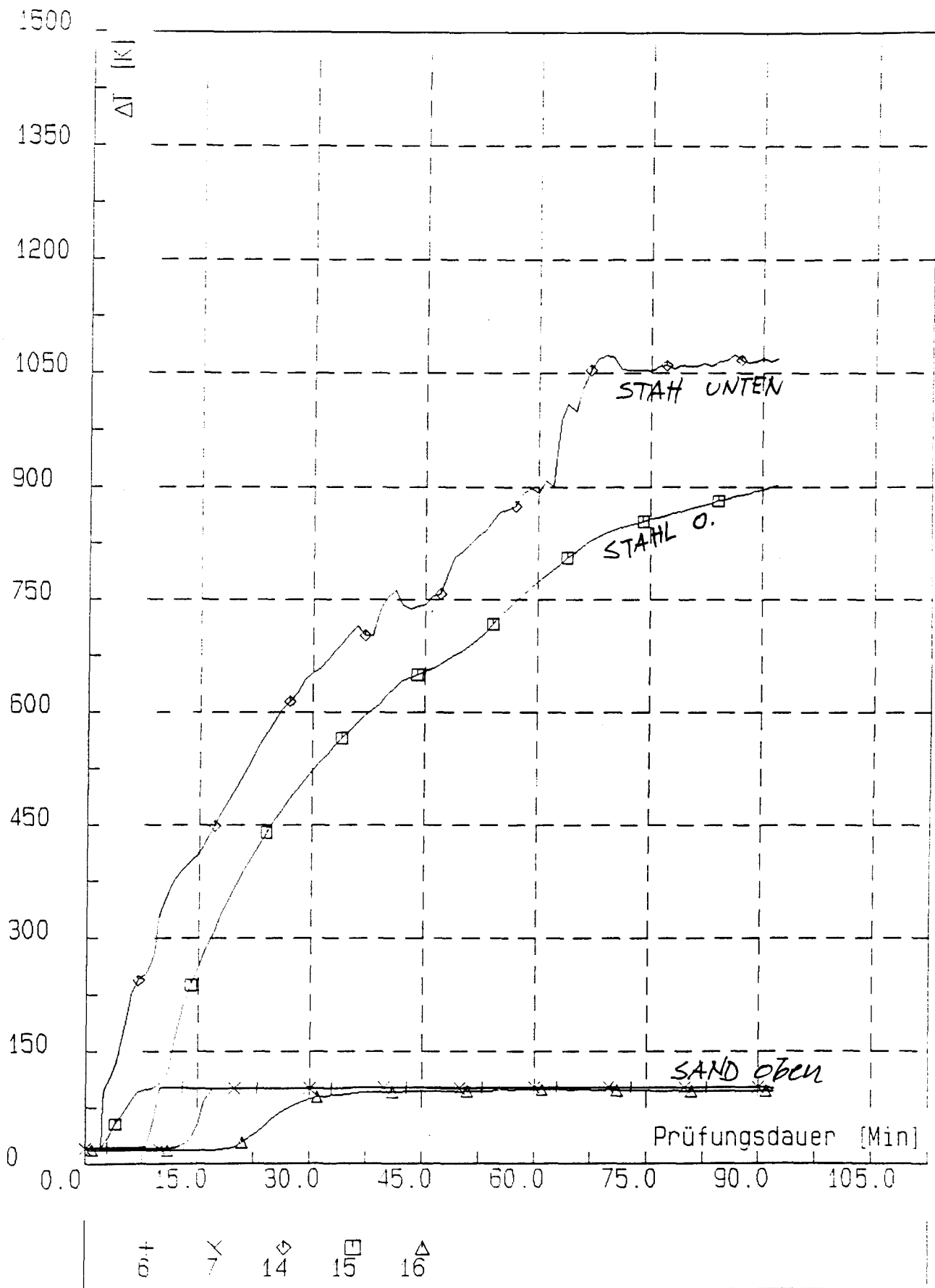


Bild 6.17: Ergänzungsversuch mit nassem Sand, Temperaturen über dem Wellenberg

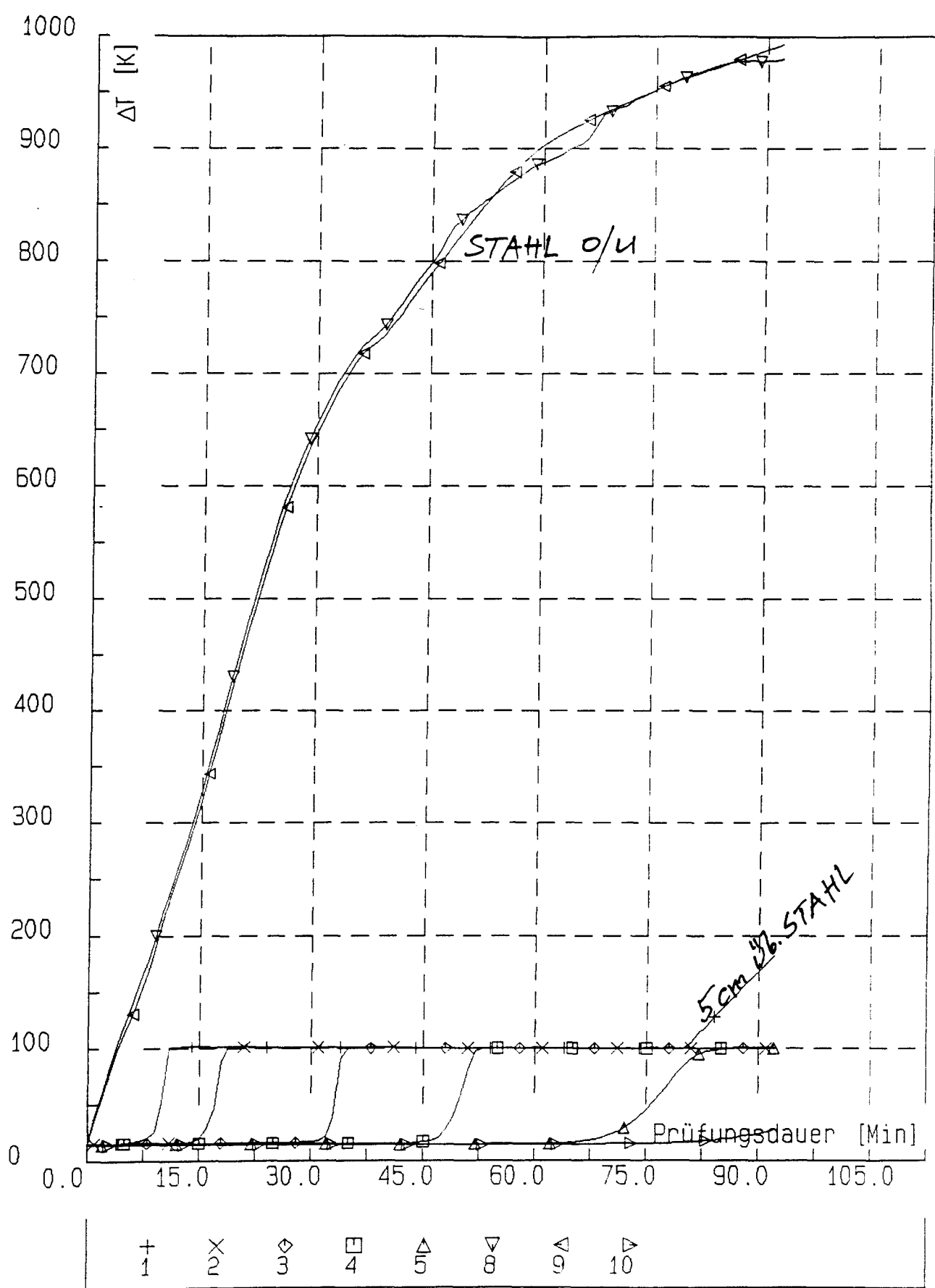


Bild 6.18: Ergänzungsversuch mit Sand 0 - 2 mm, 9,7 % Feuchte, bezogen auf das Trockengewicht; Temperaturen über dem Wellental

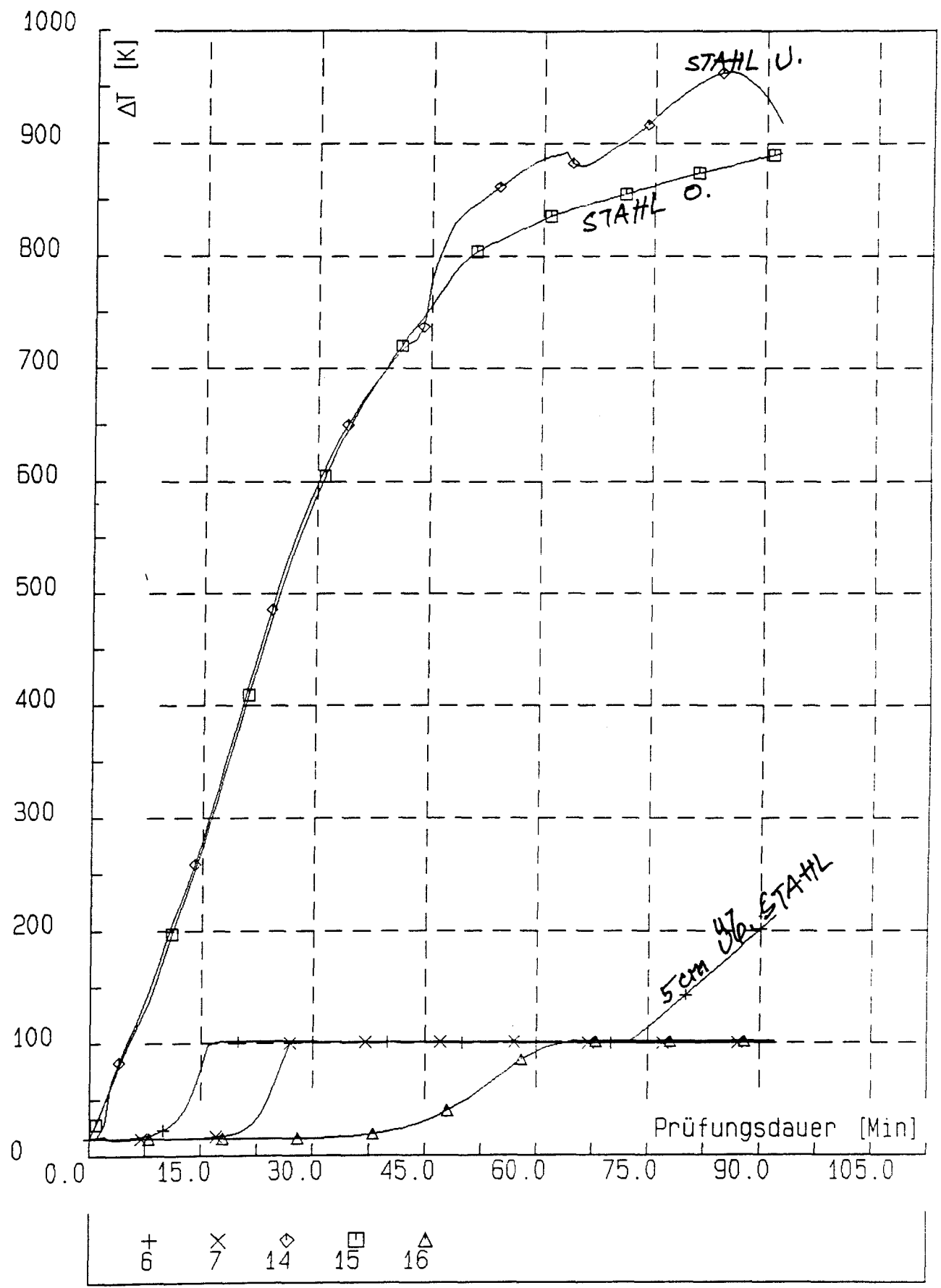


Bild 6.19: Ergänzungsversuch mit nassem Sand 0 - 2 mm, wie Bild 6.18, Temperaturen über dem Wellenberg



Bild 6.20: Gewölbe 5 im Einbauzustand. aufgeschweißter Lastverteilungsbalken ist sichtbar



Bild 6.21: Gewölbe 6. Betonage der Leichtbetonabdeckung

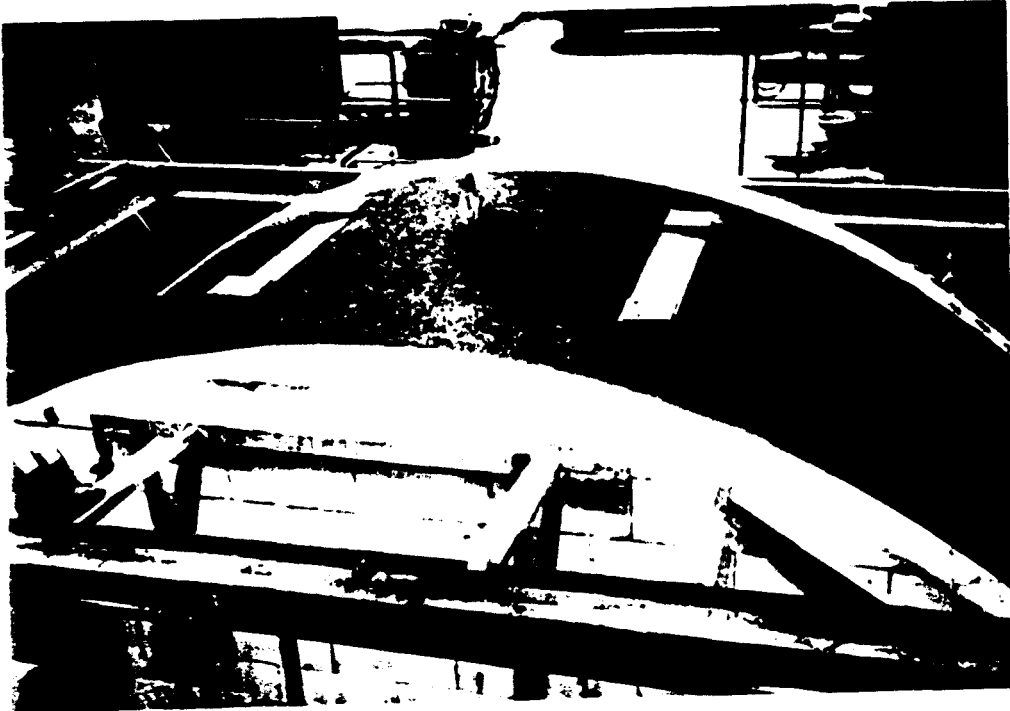


Bild 6.22: Gewölbe 6. vor Aufbau der Belastungseinrichtung



Bild 6.23: Gewölbe 6 im Versagenszustand. Einbeulen bei Vertikalpresse rechts vorn erkennbar

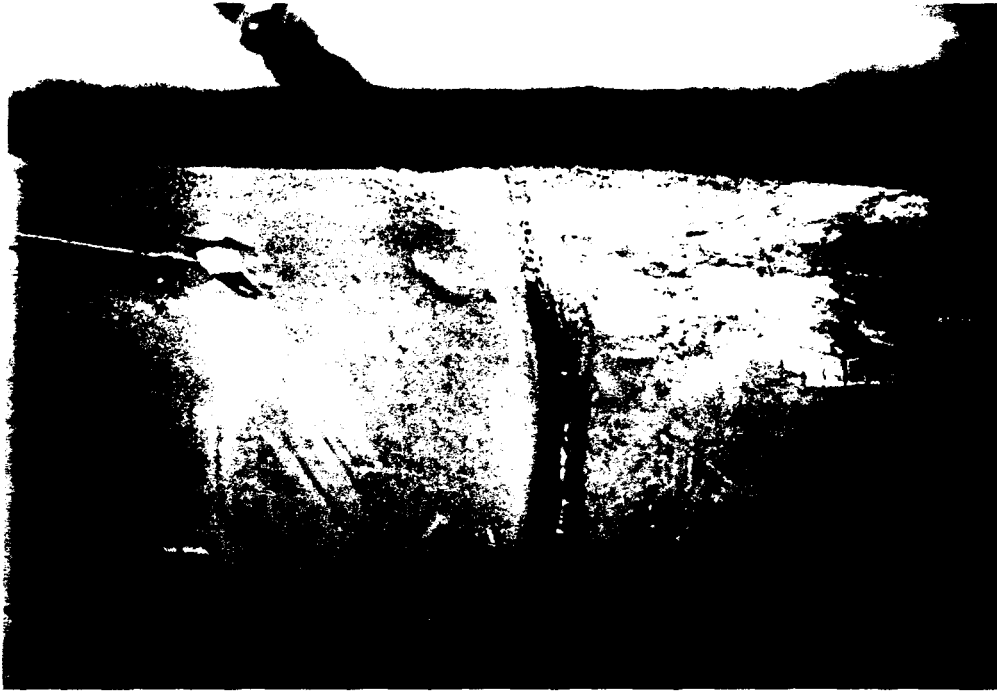


Bild 6.24: Beuiverformung des Stahltübbings nach Ausbau

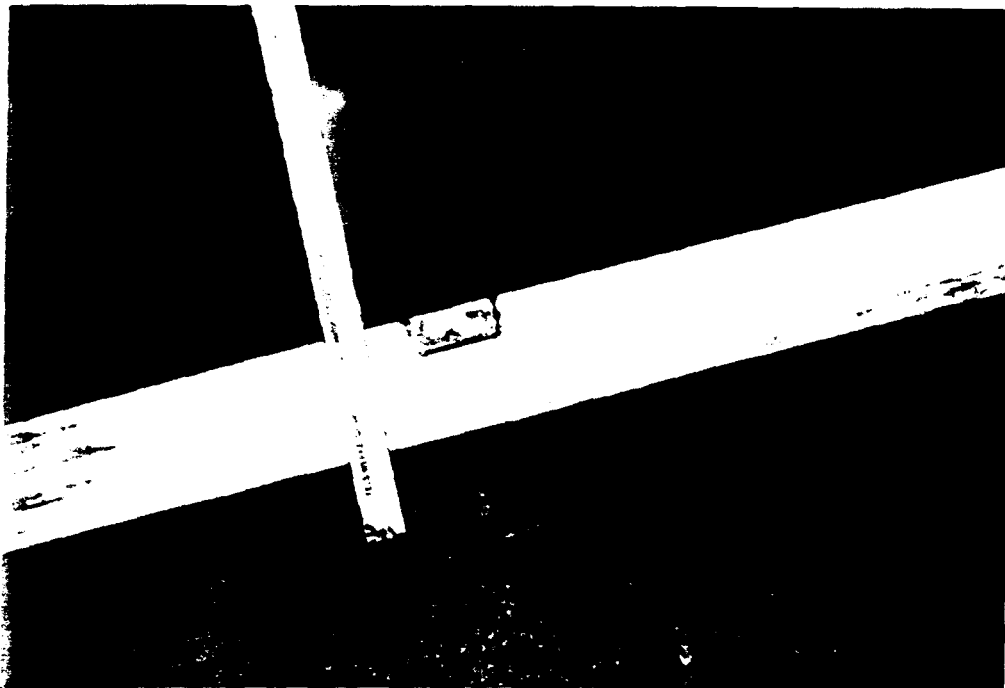


Bild 6.25: Messung der Beultiefe mit etwa 35 mm



Bild 6.26: Versuchskörper für Ergänzungsversuche vor Einbau des Sandes

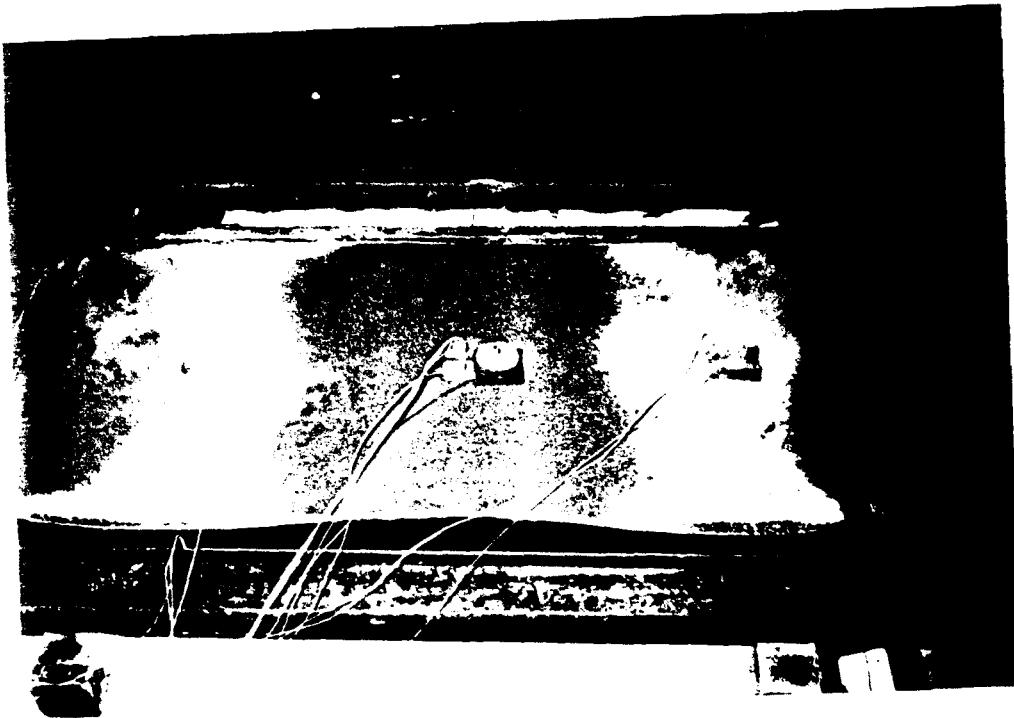


Bild 6.27: Ergänzungsversuch mit nassem Feinsand nach 90 min ETK-Beanspruchung

7. Zusammenfassung

Nachfolgend wird versucht, die wesentlichsten Ergebnisse der bisher durchgeführten sechs Großversuche an Gewölbeausschnitten zusammenzufassen und zu bewerten. Anschließend werden einige bislang nicht hinreichend geklärte Fragen angeschnitten.

7.1 Tragfähigkeit

Vor allem in die Augen fallend sind die großen Abplatzungen, die an feuchten Betonen aufgetreten sind, insbesondere dann, wenn keine oder nur eine geringe Bewehrung der Unterseite vorlag. Bei wirklichen Bränden wurden bis zu 30 cm tiefe Abplatzungen beobachtet, die hier durchgeführten Versuche zeigten maximale Abplatzungen von etwa 20 cm. Erscheinungen dieser Art können einen gefährlichen Zustand hervorrufen, z.B. bei Unterwassertunneln, bei welchen es in erster Linie auf den Erhalt der Wasserdichtigkeit ankommt, oder dann, wenn z.B. U-Bahnen im Hohlkasten von Spannbetonbrücken geführt werden, wie dies in Wien bei der neuen Reichsbrücke oder in Prag der Fall ist.

Schutzmaßnahmen sind offensichtlich immer dann erforderlich, wo eine Zerstörung der Tunnelauskleidung zur Gefahr für die Funktion des Bauwerks und deren Benutzer führt: In Frage kommen hierfür Brandschutzbekleidungen in Form von Platten oder Spezialputzen. Allerdings sind die bisherigen Erfahrungen mit Putzen nicht allzu gut, weil deren Haftfestigkeit offensichtlich gelegentlich nicht ausreicht, um den Bewegungen des Bauwerks, beispielsweise durch Schwinden, Kriechen oder Setzungen, ohne Haftverlust folgen zu können. Zu beachten ist auch, daß Tunnel in Gewölbeform überwiegend durch Längsdruckkräfte beansprucht werden und weniger durch Biegemomente; bei rahmenartigen Tunnelquerschnitten, wie sie vielfach bei Straßen- oder U-Bahntunneln Anwendung finden, geht es auch darum, den Aufbau übergroßer Zwangsmomente, insbesondere in den Rahmenecken, bei Brandfällen zu verhindern. Dann erst recht ist die Anbringung wirkungsvoller Schutzbekleidungen erforderlich, um den Bestand des Bauwerks so weit zu sichern, daß seine Funktion nicht eingeschränkt wird und die aufgetretenen Schäden ohne allzu große Betriebsstörungen von innen behoben werden können. Hier sind die Gesichtspunkte des definierten Objektschutzes anzuwenden.

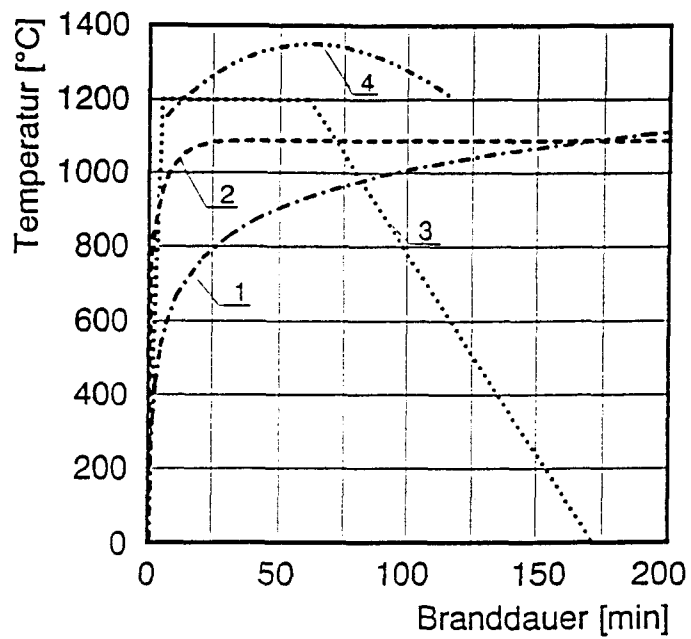
Auskleidungssysteme aus Stahl haben sich insbesondere beim Einsatz in nicht standfestem GEBirge gut bewährt; sie neigen allerdings bei Brandbeanspruchung zu Beulerscheinungen und auch zu antimetrischen Ausbiegungen. Erhebliche Ein-

beulungen mit nachfließendem Boden können dadurch gefährlich werden, daß Niet- oder Schweißverbindungen aufreißen und Sande, aber auch Grundwasser in das Tunnelbauwerk eindringen. In solchen Fällen sollten Brandschutzmaßnahmen ergriffen werden, und wenn es nur dämmschichtbildende Anstriche (DSB-Anstriche) sind, die die Erwärmungsgeschwindigkeit der Stahlauskleidungen zumindest für die ersten 15 bis 30 Minuten des Brandgeschehens erheblich verkleinern.

Für den brandschutztechnischen Entwurf der Tunnelauskleidungen bzw. eventueller Schutzmaßnahmen stehen zur Zeit als Temperatur-Zeit-Funktionen die Einheitstemperaturkurve, die sog. Hydrokarbonkurve, und seit neuestem auch ein Vorschlag der niederländischen Wasserstraßenverwaltung zur Verfügung. Bild 7.1 zeigt diese drei Funktionen. Der niederländische Vorschlag soll allerdings nur für die Prüfung von Schutzsystemen herangezogen werden. Gegenwärtig wird die Hydrokarbonkurve für Bemessungsaufgaben konstruktiver Art im Regelfalle herangezogen; allerdings ist festzuhalten, daß nur in wenigen Einzelfällen bislang Brände beobachtet worden sind, deren Temperaturentwicklung bis in die Größenordnung dieser Temperatur-Zeit-Funktion reichen. So haben auch die EUREKA-Brandversuche in Norwegen bei Einsatz großer Brandlasten nur Maximaltemperaturen von etwa 1000 °C erbracht, blieben also unterhalb der Hydrokarbonkurve. Des weiteren war die Schnelligkeit des Temperaturanstiegs bedeutend langsamer, als nach der Hydrocarbonkurve unterstellt. Es ist aber naturgemäß nicht auszuschließen, daß in einem besonders ungünstigen Falle durchaus Brandverläufe auftreten können, die der Hydrokarbonkurve nahe kommen. Der Brandschaden im sog. Moorfleet-Tunnel wäre auf andere Weise gar nicht erklärbar (Bild 7.2). Für den Schadensumfang spielt zweifellos auch die Zeitdauer eine Rolle, über welche die Maximaltemperatur der Brandgase einwirkt und wie schnell der Temperaturabfall auch ohne Eingriff der Feuerwehr erfolgt.

7.2 Einbauteile

Der Erhalt der Tragfähigkeit von zugbeanspruchten Einbauteilen im Bereich der Tunnelfirste - z.B. Dübelkonstruktionen zur Befestigung von Elt-Leitungen - ist deswegen problematisch, weil bei Auftreten von Abplatzungen großer Tiefe schon nach 20 - 30 Minuten ein Versagen dieser Dübelkonstruktionen eintreten muß. Dies gilt allerdings nur für ungeschützte Tunnelauskleidungen aus Beton.



- 1 Einheitstemperaturzeitkurve ETK
- 2 Hydrocarbon Kurve HC
- 3 RABT Kurve
- 4 Rijkswaterstraat Kurve RWS

Bild 7.1: Temperatur-Zeit-Verläufe

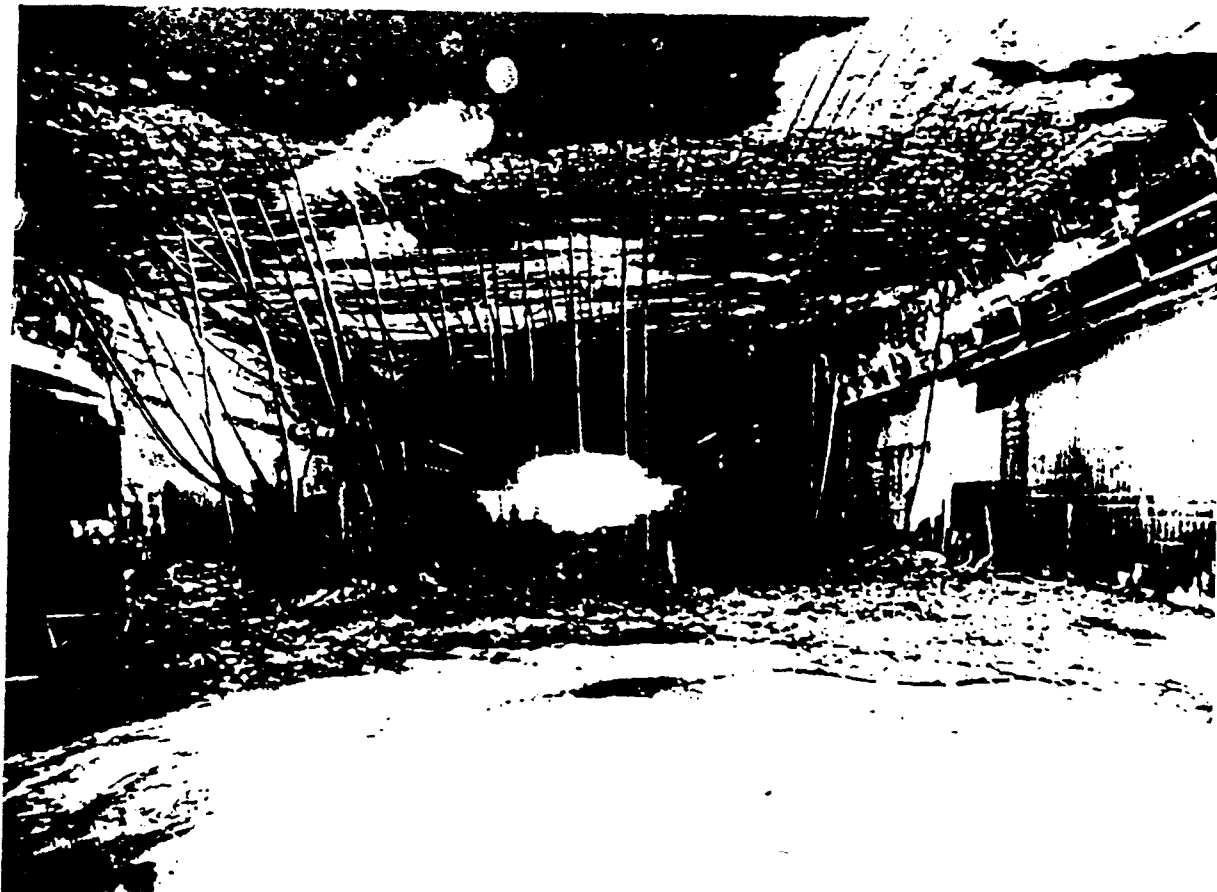


Bild 7.2: Brandschäden nach dem Tunnelbrand Hamburg-Moorfleth

Die sonstigen in Tunnelanlagen erforderlichen Leitungssysteme für Stromversorgung und Nachrichtendienste sind immer besser im unteren Bereich der Tunnelwandungen und zweckmäßigerweise in einem überdeckten Kanal am Boden des Tunnels unterzubringen.

Beleuchtungskörper sollten im Hinblick auf die Rauchentwicklung in etwa 1,70 m Höhe über Tunnelboden angebracht werden, um auch bei schlechten Sichtverhältnissen noch erkannt zu werden. Ähnliches gilt für Hinweisschilder, die möglichst selbstleuchtend auszuführen wären.

Große Bedeutung für den Rauch- und Wärmeabzug haben Ventilationsanlagen. Ob es gelingt, diese so auszustatten, daß sie auch einem Brand mit hohen Temperaturen widerstehen können und wirkungsvoll genug sind, um auch Tunnel von z.B. mehr als 1000 m Länge innerhalb von 30 Minuten einigermaßen zu entrauchen, dürfte zweifelhaft sein. Ventilatoren sollten daher nach Möglichkeit nicht unmittelbar in jenen Tunnelbereichen untergebracht werden, wo ggf. Brände auftreten können, sondern in Nebenanlagen oder Serviceröhren, wo sie Rauch und Wärme aus dem Tunnel abziehen können.

7.3 Schnittgrößen

Die im Brandfall zusätzlich auftretenden Schnittgrößen sind vor allem bei ungeschützten Betonkonstruktionen zu beachten. Gewölbeartig geführte Tunnelquerschnitte können erhebliche Drücke gegen den anstehenden Berg ausüben - sofern keine Abplatzungen auftreten - und dabei beträchtliche Zwangsspannungen entwickeln. Bei Querschnittsverlusten ergeben sich naturgemäß erheblich geringere Drücke. Die Beanspruchungen in der Auskleidung selbst entstehen im Brandfalle vorzugsweise durch Dehnungsbehinderung und hängen daher entscheidend vom wirksamen Querschnitt und Elastizitätsmodul des verwendeten Betons ab.

Von Bedeutung sind die in den vorliegenden Versuchen gewonnenen Aufschlüsse über die Temperaturen an Dichtungen zwischen Stahlbeton-Tübbing. Es konnte gezeigt werden, daß an diesen Dichtungen auch im Brandfalle kaum Schäden zu erwarten sind.

Die Temperaturen an der dem Feuer abgekehrten Seite von Betonauskleidungen sind auch im Brandfalle nach 90 Minuten Brandeinwirkung so niedrig, daß dort angebrachte Isolierungen kaum Schaden erleiden können. Die Maximaltemperaturen wurden mit etwa 60 - 70 °C an der feuerabgekehrten Seite gemessen. Aus diesem Grunde ist es in diesen Anwendungsfällen nicht sonderlich von Bedeutung, der Frage nachzugehen, welche Temperaturströme im Brandfalle in den anstehenden Berg übergehen. Werden hingegen Stahlübblinge eingesetzt, ist die Wärmeleitung in den umgebenden Boden von großer Bedeutung.

Die Frage der Schnittgrößen und Temperaturen im Brandfalle gewinnt besondere Bedeutung bei Stahlauskleidungen, weil diese im Anwendungsfalle durch die Beanspruchung im Berg, darüber hinaus aber auch noch durch Setzungserscheinungen vergleichsweise hohe Dauerspannungen aufweisen können. Im Brandfalle wird die Fließgrenze des Materials drastisch reduziert, so daß der noch verfügbare Spielraum zwischen Fließgrenze und vorhandener Spannung aufgezehrt werden kann, so daß die beobachteten Beulerscheinungen eintreten. Bei sehr flach gekrümmten Stahlübblingen kommt die Gefahr des Durchschlagens des Scheitelbereichs hinzu.

Mit den hier beschriebenen sechs Versuchen an Gewölben konnten die anstehenden Fragen natürlich nur punktuell behandelt werden. Eine Wiederholung einzelner Versuche wäre zweckmäßig, schon allein um die unvermeidbaren Versuchsstreuungen aufzufangen. Nützlich wären in diesem Zusammenhang natürlich auch die ursprünglich in Fahrnau geplanten Brandversuche an Tunnelauskleidungen in natürlicher Größe entsprechend den verschiedenen heute üblichen Auskleidungsverfahren. Dennoch ist schon jetzt eine Umsetzung der gewonnenen Ergebnisse in Sicherheitskonzepte und praktische Anwendungen möglich.

7.4 Offene Fragen

Nicht geprüft werden konnten Ausführungen aus Spritzbeton mit und ohne Stahlfaserzusatz. Diese Versuche sollten nach Möglichkeit nachgeholt werden.

Des weiteren wurden die vorbeschriebenen Versuche unter Anlehnung an die ETK-Kurve durchgeführt; die Brandversuche mit wirklichkeitsnahen Brandlasten ergaben jedoch andere Temperaturzeitverläufe, so daß ein unmittelbarer Vergleich des Brandverhaltens einzelner Auskleidungssysteme mit den bei Tunnelbrandversuchen gemessenen Temperaturabläufen nicht möglich ist. Hier sollten

weitere Versuche durchgeführt werden dergestalt, daß bereits geprüfte Auskleidungssysteme mit den Temperatur-Zeit-Verläufen geprüft werden, wie sie beispielsweise bei Großversuchen in Norwegen gemessen worden sind.

Bei Stahlauskleidungen spielt im Unterschied zu Betonauskleidungen die Ableitung der Wärme von der Auskleidung in den Boden eine entscheidende Rolle. In Versuch 6 wurde Leichtbeton, und in Parallelversuchen wurden Sande unterschiedlicher Körnung und Feuchte im Hinblick auf den Wärmedurchgang untersucht. Die hier gewonnenen Werte können höchstens als orientierende Hinweise angesehen werden. Eine detaillierte Studie über die Wärmeableitung in den anstehenden Boden bei Verwendung von Stahlauskleidungen wäre für die Durchführung von Tragfähigkeitsuntersuchungen im Brandfalle von großer Wichtigkeit.

Die Brandeinwirkungen auf nackten Fels bei Tunneln ohne Auskleidung sollten durch einige Brandversuche in situ insbesondere im Hinblick auf Abplatzungen studiert werden.

Wichtige, bislang nicht hinreichend untersuchte Fragen betreffen das Sicherheitskonzept bei langen Straßen- oder Eisenbahntunneln. Zu klären wäre z.B.:

- Welche Brandrisiken ergeben sich in Straßentunneln mit Gegenverkehr im Vergleich zum Einbahnverkehr?
- Sollen lange Tunnel grundsätzlich mit zwei Hauptröhren und einer Service-
röhre ausgeführt werden, wie z.B. der Eurotunnel?
- Die Lösung des Ventilationsproblems, insbesondere bei nur einer Tunnel-
röhre, bedarf sorgfältiger Untersuchungen, weil es in diesen Fällen kaum
gelingen dürfte, mit den bisher üblichen Anlagen bei langen Tunneln in ver-
tretbarer Frist eine Entrauchung herbeizuführen.
- Wo und in welchen Fällen ist der Einsatz von Sprinklern zu empfehlen? Im
Tunnel? Abschnittsweise? In einzelnen Fahrzeugen (z.B. Eisenbahnwaggons)?
- Welche Überwachungs- und Alarmsysteme sind erforderlich?
- Welche Bemessungsannahmen, Temperatur-Zeit-Verläufe sollen in Zukunft zu-
grunde gelegt werden?

- Welche Bemessungs-Scenarien in Straßen- und Eisenbahntunneln sollen gewählt werden?
- Mögliche Rettungssysteme? Einsatz der Feuerwehr? Rettungszug der DB? Wagons mit erhöhter Feuerwiderstandsfähigkeit und Rauchdichte von Türen und Fenstern?
- Reparaturfreundlichkeit, definierter Objektschutz - Zielsetzung?

Ähnlich große Bedeutung für Sicherheit und Brandschutzmaßnahmen kommt Untersuchungen des Brandgeschehens in U-Bahnstationen und U-Bahnhöfen zu. Zu unterscheiden ist hierbei zwischen Anlagen mit lichten Bauhöhen von 3,0 - 5,0 m, teilweise als Verkaufs- und Ausstellungsflächen genutzt, und hallenartigen Anlagen mit lichten Höhen, die als Sammelräume für Rauch angesehen werden können und gefahrlos durch natürliche Luftbewegung entraucht werden.

Es ist verständlich, daß unterschiedliche Beurteilungs- und Bemessungskriterien für die beiden angedeuteten charakteristischen Anlagen entwickelt werden müssen. Erforderlich sind Mehrzonen-Modelle für Wärmebilanzrechnungen, sowohl angepaßt an Räume von großer Grundfläche und Höhe, als auch geeignet für Konfigurationen kleinerer Räume mit begrenzter Raumhöhe, aber beliebiger Gliederung im Grund- und Aufriß.

Kommt ein brennender Zug in eine Station und die Passagiere werden evakuiert, dürften Vorkehrungen für einen optimalen Abzug der Rauchgase unmittelbar über dem brennenden Zug von Bedeutung sein, um zu verhindern, daß die abziehenden Rauchgase den gleichen Weg nehmen wie die fliehenden Passagiere. Die Entwicklung einer möglichst billigen und wartungsarmen Abhilfemaßnahme wurde bisher nicht in Angriff genommen.

Mit dieser sicherlich unvollständigen Aufzählung von ungeklärten Fragen und Risiken soll darauf hingewiesen werden, daß Planung, Ausgestaltung und Betrieb unterirdischer Verkehrsanlagen noch weiterer intensiver Untersuchungen bedürfen.